# Méthode de diagnostic à grande échelle de la vulnérabilité sismique des Monuments Historiques : Chapelles et églises baroques des hautes vallées de Savoie

Claire Limoge

▶ **To cite this version:**

Claire Limoge. Méthode de diagnostic à grande échelle de la vulnérabilité sismique des Monuments Historiques : Chapelles et églises baroques des hautes vallées de Savoie. Génie civil. Université Paris Saclay (COmUE), 2016. Français. NNT : 2016SACLN014 . tel-01314443

**HAL Id: tel-01314443**
**https://theses.hal.science/tel-01314443**

Submitted on 11 May 2016

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NNT :2016SACLN014

# THÈSE DE DOCTORAT
# DE L'UNIVERSITÉ PARIS-SACLAY,
## préparée à l'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN

ECOLE DOCTORALE N° 579
Sciences mécaniques et énergétiques, matériaux et géosciences

Spécialité
**MÉCANIQUE - GÉNIE MÉCANIQUE - GÉNIE CIVIL**

Présentée par
**Claire LIMOGE SCHRAEN**

Sujet de la thèse

## Méthode de diagnostic à grande échelle de la vulnérabilité sismique des Monuments Historiques
### Chapelles et églises baroques des hautes vallées de Savoie

Présentée et soutenue à Cachan le 1er avril 2016 devant le jury composé de :

| | | |
|---|---|---|
| C. MODENA | Professeur, Universita degli studi di Padova | Président du Jury |
| P. LESTUZZI | Professeur associé, EPFL | Rapporteur |
| M. BRUN | Maître de conférences HDR, INSA de Lyon | Rapporteur |
| N. DOMEDE | Maître de conférences, LMDC Univ-Toulouse | Examinatrice |
| C. GIRY | Maître de conférences, LMT - ENS Cachan | Co-encadrant |
| C. DESPREZ | Chargé de recherche, IFSTTAR | Co-encadrant |
| F. RAGUENEAU | Professeur des universités, LMT - ENS Cachan | Directeur de thèse |
| M. BROCATO | Professeur des universités, GSA - ENSA Malaquais | Directeur de thèse |
| P. GUEGUEN | Directeur de recherche, IFSTTAR, ISTERRE Grenoble | Invité |
| J.F. GRANGE-CHAVANIS | Architecte en Chef des Monuments Historiques | Invité |

**LMT-Cachan**
ENS Cachan / CNRS / Université Paris-Saclay
61 avenue du Président Wilson, F-94235 Cachan cedex, France

**Titre :** Méthode de diagnostic à grande échelle de la vulnérabilité sismique des Monuments Historiques : Chapelles et églises baroques des hautes vallées de Savoie

**Résumé :** L'objectif de ce travail est de proposer une méthode d'analyse de vulnérabilité sismique adaptée à l'étude d'un patrimoine historique complet très étendu, indépendamment de la renommée de chaque bâtiment. En effet la grande vulnérabilité sismique du patrimoine ancien, très souvent en maçonnerie, impose, afin d'éviter tout dommage irréparable, de se donner les moyens d'intervenir en amont. Notre démarche doit donc répondre à trois impératifs principaux : développer des outils de choix à grande échelle afin de hiérarchiser les besoins, offrir une analyse pertinente du comportement sous séisme d'une structure historique maçonnée même en première approche, et trouver des méthodes pour gérer le nombre important d'incertitudes qui caractérise le diagnostic des édifices anciens. Pour ce faire, nous étudions les églises et chapelles baroques des hautes vallées de la Savoie française, témoignages d'une période particulièrement prospère dans l'histoire de la Savoie et d'un mouvement artistique unique dans un environnement hostile. Dans ce contexte nous avons donc développé ou adapté différents outils afin de pouvoir traiter les particularités des édifices anciens et utiliser pour des édifices anciens en maçonnerie rustique les potentialités des techniques proposées pour les édifices modernes : modélisations numériques non-linéaires dynamiques temporelles, mesures vibratoires in-situ, analyse multi-modale non linéaire.

**Mots-clé :** diagnostic structurel, vulnérabilité sismique, patrimoine architectural, maçonnerie ancienne, courbes de fragilité, modélisation aux éléments finis non-linéaire, essais virtuels, calibration de modèles, modélisation aux éléments discrets, mesures vibratoires, photogrammétrie, analyse modale non-linéaire

**Title :** Large scale seismic assessment method for the masonry cultural heritage : Baroque churches and chapels in the High Valleys of the French Savoye

**Abstract :** The aim of this thesis is to propose a seismic vulnerability assessment method well suited to the study of a complete historical heritage, regardless of the prestige of each building. Indeed the great seismic vulnerability of the historical heritage, often in masonry, requires to act preventively in order to avoid irreparable damage. Our approach must tackle three main requirements : to develop large-scale tools of choice to prioritize the needs, to provide relevant analysis of seismic behavior on the structural scale even in the first study, and to manage the large number of uncertainties characterizing the old buildings structural assessment. To this aim, we study the baroque churches and chapels in the high valleys of the French Savoie. They witness to a particularly prosperous period in the history of Savoy and a unique artistic movement adapted to a harsh environment. In this context we have therefore developed or adapted different tools in order to handle the peculiarities of the old buildings. This way we can use the today proposed techniques for modern buildings to study these ancient buildings in rustic masonry : non-linear temporal dynamics numerical modeling, vibratory in situ measurements, non-linear multi modal analysis.

**Keywords :** structural assessment, seismic vulnerability, architectural heritage, old masonry, fragility curves, finite elements modeling, virtual testing, constitutive law calibration, discrete element method, in-situ vibratory measures, Photogrammetry, non-linear modal analysis

# Remerciements

Merci à Frédéric Ragueneau et Maurizio Brocato de m'avoir acceptée en thèse, et de m'avoir permis de poursuivre mon intérêt pour le génie civil, l'architecture et l'histoire. Merci surtout à Frédéric d'avoir suffisamment cru en ce sujet, pourtant très vague à l'époque, pour me pousser à candidater à un financement de l'ENS Cachan, et m'avoir ainsi ouvert les portes du LMT. Merci aussi à lui de m'avoir remonté les bretelles quand, découragée en fin de première année, je m'interrogeais sur mes capacités à mener à bien ce travail. Merci à Cédric Giry et Cédric Desprez, mes encadrants au quotidien. Vous m'avez poussée à chercher à m'améliorer et à apprendre, quel que soit le sujet. C'est grâce à vous que j'ai, je l'espère, atteint les objectifs que nous nous étions fixés et continué jusqu'à la dernière minute un travail de plus en plus passionnant.

Je remercie Michaël Brun et Pierrino Lestuzzi d'avoir accepté de relire cette thèse, avec rigueur malgré sa taille. Merci également à Claudio Modena pour avoir présidé mon jury de thèse et à Nathalie Domède pour sa participation et ses nombreuses questions. Merci enfin à Jean-François Grange-Chavanis d'avoir participé à un jury dont il n'était pourtant pas coutumier et d'y avoir activement participé. Merci à tous pour les questions enrichissantes qui ont suivi l'exposé et m'ouvrent de nouvelles pistes. C'était un grand plaisir et un grand honneur.

Je tiens également à remercier des personnes sans qui ce travail n'aurait pas abouti. Merci à Philippe Guéguen pour son expertise sur les mesures in-situ, son investissement lors de la semaine de mesures (la prochaine fois, promis, nous éviterons les porte-cercueils) et sa disponibilité sans faille jusqu'à la soutenance. Merci à Claudio Modena de m'avoir accueillie pendant un mois au laboratoire ICEA de l'université de Padoue et de m'avoir ainsi permis de maîtriser les méthodes adaptées aux MH issues des codes italiens. Merci également à Nicolas Courrier pour ses explications sur l'outil GRENAT, sa disponibilité, ses astuces quand tout avait l'air d'aller de travers. Merci de ne pas avoir ri la première fois que je suis allée te voir et que je t'ai exposé ce que je voulais faire avec GRENAT. Merci à Maxime Vassaux d'avoir formé une petite cousine DEAP et d'avoir accepté la maçonnerie. J'espère que nous y donnerons suite de la plus belle des façons ! Merci à Laurent Moutoussamy pour ses réponses à mes questions sur le Ragmouth, ses suggestions de corrections, et tout cela malgré le décalage horaire et quelques milliers de kilomètres. Merci à Maxime Seguin de m'avoir reçu à l'INRAP et de m'avoir consacré du temps, me permettant ainsi d'utiliser MicMac correctement et d'en sortir des résultats intéressants.

Ma reconnaissance va également aux chercheurs du LMT et d'ailleurs et à l'équipe du DGC pour leurs encouragements, leurs questions lors des séminaires et les conversations plus ou moins formelles (ah, le bar...) qui ont contribué à faire de ce travail ce qu'il est : Raphaël Héno, Didier Combescure, François Louf, Farid Benboudjema, Fabrice Gatuingt, Georges Nahas, Rodrigue Desmorat, Xavier Jourdain, Hélène Douel. Merci aussi à Philippe Sanchez pour son aide sur les scripts divers et variés.

Je voudrais également mentionner des personnes, rencontrées à divers étapes de mon parcours

un peu hors norme, grâce à qui je suis ici aujourd'hui. Merci à Simon Vignaud et à Jean-Pierre Feugas pour leur enseignement passionné du dessin et de l'architecture, et pour avoir cru en moi dès le début. Merci à Jean-Sébastien Villefort pour son aide face aux difficultés du double cursus lors de la préparation de mon diplôme d'ingénieur.

Mes meilleurs pensées vont vers Cécile, Sophie et Ejona sans qui la fin du marathon n'aurait pas été aussi heureuse. Votre soutien et votre bonne humeur y ont été pour beaucoup... À charge de revanche ! Des pensées particulières pour Claire (l'autre), Maxime, Alexandre, Gab & François (& Marthe), Edouard, Stéphane (à quand les courses ?), Isabelle (Ah ces bastiaises...), Thomas (et ses dauphins), et une spécialement pour Alexis, co-bu incomparable et vaillant dévoreur de gélifiés. Merci à Gilles, Juliane, Ileana, Benjamin et Jérémy pour leur aide en plein stress, et aux L'Orealettes pour leur ouverture d'esprit et leur exemple. Merci également à Amel pour sa gestion efficace des contrats, paperasse et billets en tout genre au cours de ces trois année, notamment au moment de la soutenance.

Enfin, toute ma gratitude va vers mon mari Benjamin, mes parents, ma sœur et ma belle-famille qui m'ont soutenue dans mes choix et encouragée tout au long de ce travail. Leur compréhension et leur soutien indéfectible font l'objet de toute ma reconnaissance et de mon admiration.

# Table des matières

**Remerciements** **3**

**Introduction** **1**

**I Préservation du Patrimoine Historique et Risque sismique** **5**
I.1 Préservation du patrimoine et des Monuments Historiques . . . . . 5
I.1.1 Définitions et enjeux . . . . . 5
a Enjeu sociétal : construction et transmission d'un héritage . . . 5
b Enjeu artistique : Notion du Beau, Savoirs constructifs, Leçon d'Architecture . . . . . 6
c Enjeu financier, humain, matériel . . . . . 6
I.1.2 Contexte institutionnel . . . . . 7
a Volonté de conservation : les Chartes internationales . . . . . 7
b Ouverture des monuments historiques et mise aux normes . . . . 8
I.1.3 Niveau de connaissance du bâti historique en maçonnerie . . . . . 9
a Points clé d'un diagnostic d'un bâtiment ancien . . . . . 10
b La maçonnerie : un matériau complexe . . . . . 11
c Techniques d'investigation en vue d'un diagnostic structurel . . 15
I.2 Vulnérabilité sismique des Monuments Historiques en maçonnerie . . . . . 18
I.2.1 Contexte réglementaire . . . . . 18
a Zonage sismique français et classification d'ouvrages . . . . . 18
b Spectres de réponse élastique, Eurocode8 (2004) . . . . . 20
c Objectifs de préservation : Niveau de performance et de dommage 21
I.2.2 Effets des sollicitations sismiques sur les églises et chapelles maçonnées . . 23
a Dommages dus aux mécanismes "hors plan" . . . . . 24
b Dommages dus aux mécanismes "dans le plan" . . . . . 26
c Dommages sur des édicules particuliers . . . . . 28
d Ruine des murs multi-couches . . . . . 30
I.2.3 Solutions de renforcement les plus courantes . . . . . 31
a Injection de la maçonnerie par coulis de mortier . . . . . 31
b Chemisage des murs et des colonnes . . . . . 32
c Substitution partielle ou totale des charpentes et/ou des planchers 33
d Tirants métalliques . . . . . 33
I.3 Outils d'analyse pour le diagnostic structurel d'édifices maçonnés . . . . . 34
I.3.1 Analyse cinématique de la stabilité des macro-éléments . . . . . 35
a Principes de la méthode . . . . . 35

b Exemple du calcul de l'équilibre d'un mécanisme simple . . . . . 36
c Méthode générale d'évaluation de la stabilité . . . . . 37
I.3.2 Modélisations numériques des structures maçonnées . . . . . 38
a Modélisations micro-mécaniques de la maçonnerie . . . . . 39
b Modélisations macro-mécaniques de la maçonnerie . . . . . 40
I.3.3 Techniques d'analyses numériques d'édifices complets . . . . . 42
a Analyse statique équivalente . . . . . 42
b Analyse spectrale sur base modale . . . . . 42
c Analyse par poussée progressive : statique non linéaire . . . . . 43
d Analyse dynamique temporelle . . . . . 44
I.4 Méthodes de diagnostic de vulnérabilité à grande échelle . . . . . 45
I.4.1 Étude sur critères géométriques . . . . . 45
I.4.2 Approches probabilistes : Échelle Macrosismique Européenne EMS 98 . . 46
I.4.3 Approches déterministes . . . . . 47
a Méthode du GNDT, Italie . . . . . 47
b Spécificités du calcul de $I_v$ pour les églises . . . . . 50
c Adéquation à la situation française et méthode VulnerAlp . . . . 51
I.4.4 Courbes de fragilité . . . . . 51
a Principe et intérêt . . . . . 51
b Sources d'incertitudes et construction . . . . . 52
c Difficultés et avantages de cette méthode pour l'étude des MH . 54
I.5 Définition de l'objectif et des moyens de la thèse . . . . . 54

**II Recensement et classement typologique du patrimoine baroque des Hautes Vallées de Savoie 57**
II.1 Contexte géographique, historique et sismique de l'aire étudiée - émergence du baroque savoyard . . . . . 57
II.1.1 Caractéristiques de la Savoie et des Hautes vallées . . . . . 57
a Entité géographique . . . . . 57
b Entité historique et économique . . . . . 58
II.1.2 Spécificités de la zone retenue pour l'étude . . . . . 59
a Définition des limites géographiques . . . . . 59
b Description des subdivisions géographiques . . . . . 60
c Entité religieuse et humaine . . . . . 62
d Conditions d'une entité architecturale vernaculaire homogène . . 62
II.1.3 Effervescence artistique : de nombreux facteurs . . . . . 64
a Contre-Réforme et Concile de Trente . . . . . 65
b Apaisement et implication politique . . . . . 65
c Age d'or des communautés villageoises . . . . . 66
d Démographie et émigration . . . . . 67
II.1.4 Sismicité de la zone étudiée . . . . . 67
a Entité géologique . . . . . 67
b Sismicité historique . . . . . 68
c Effets de site dans les hautes vallées . . . . . 70
d Zones de sismicité réglementaires . . . . . 71
II.2 Recensement du patrimoine cultuel baroque savoyard . . . . . 72
II.2.1 Constitution de l'ensemble patrimonial : recensement en archives . . . . . 72
a Définition du cadre temporel . . . . . 72
b Types de bâtiments . . . . . 73

c Moyens et buts du recensement . . . 73
d Exemple : l'église de Vallorcine . . . 74
II.2.2 Campagne de relevés in situ : connaissance et description des édifices . . . 77
a Objectif et méthode de la campagne de relevé . . . 77
b Description photographique d'ensemble . . . 78
c Relevé manuel et laser : description des géométries . . . 78
d Description photographique de détail . . . 84
e Prélèvements et essais au scléromètre . . . 87
II.2.3 Conclusions sur le patrimoine étudié : particularités du baroque savoyard 89
a Différences structurelles marquées entre le haut et le bas des vallées 89
b Des changements structuraux mais de fortes permanences vernaculaires . . . 91
c Un patrimoine mobilier précieux . . . 91
d Un patrimoine menacé . . . 91
II.3 Définition de typologies structurelles . . . 92
II.3.1 Objectifs . . . 92
II.3.2 Définitions des critères . . . 92
a Des typologies différentes pour les églises et les chapelles . . . 93
b Critères retenus de fragilité structurelle vis-à-vis du séisme . . . 93
c Description des typologies d'églises et de chapelles - Bâtiments-type . . . 97
II.3.3 Remarques sur la construction des typologies et première validation . . . 100
a Des enjeux différents dans les deux typologies . . . 100
b Remarques sur la typologie d'églises : répartition et caractéristiques architecturales . . . 102
c Premières validations de la typologie d'églises . . . 102

**III Stratégies de modélisation numérique par éléments finis 105**
III.1 Préparation des maillages : utilisation de la photogrammétrie . . . 105
III.1.1 Principes et produits de la photogrammétrie . . . 106
a Principes . . . 106
b La suite Pastis-Apero-MicMac (PAM) . . . 106
c Les produits . . . 107
III.1.2 Protocole : exemple sur trois églises du panel . . . 107
a Équipement et réglages . . . 107
b Acquisition des photos . . . 108
c Utilisation de PAM : traitement numérique . . . 109
III.1.3 Difficultés rencontrées mais pertinence de la photogrammétrie . . . 110
a Qualité des prises de vue . . . 110
b Adéquation de la photogrammétrie à nos objectifs . . . 112
III.2 Construction des maillages . . . 113
III.2.1 Choix des éléments de maillage . . . 113
a Murs et éléments plans . . . 113
b Éléments élancés . . . 113
III.2.2 Principe de la méthode de maillage développée . . . 114
a Objectifs visés . . . 114
b Principe du pré-processeur . . . 114
c Description du programme . . . 115
III.2.3 Exemple sur une église type : Notre-Dame de la Gorge, type n° 5 . . . 116

a Caractéristiques de Notre-Dame de la Gorge - NDG . . . . . 116
b Construction du maillage . . . . . 121
III.2.4 Adéquation de la méthode proposée à tous les objectifs fixés . . . . . 122
a Rapidité du maillage d'éléments simples ou complexes . . . . . 122
b Description du bâtiment sous forme de zones structurellement homogènes . . . . . 123
c Description de la variabilité de géométrie et d'implantation au sein d'un type . . . . . 124
III.3 Caractéristiques et définitions des modèles matériaux retenus . . . . . 125
III.3.1 Considérations générales et caractéristiques linéaires . . . . . 125
a Macromodélisation . . . . . 125
b Caractéristiques des matériaux . . . . . 125
c Découpage en sous-structure . . . . . 126
d Chargements spécifiques . . . . . 127
III.3.2 Définition d'un modèle non linéaire adapté par essais virtuels aux ED . . 128
a Principe de la méthode proposée . . . . . 128
b Modèle discret : simulation mésoscopique de la maçonnerie . . . 128
c Description et enrichissement du modèle continu homogénéisé choisi . . . . . 133
d Calibration et validation du modèle continu homogénéisé Riccoq 135
III.4 Hypothèses simplificatrices de modélisation . . . . . 136
III.4.1 Modélisation d'éléments simples . . . . . 136
a Les clochers, campaniles et clochers-murs . . . . . 136
b Les tirants . . . . . 137
c Les ouvertures . . . . . 137
d Le sol intérieur . . . . . 137
e Les mobiliers et décors . . . . . 138
III.4.2 Identification des trois zones critiques . . . . . 138
a Description structurelle . . . . . 138
b Abords, pente et fondations . . . . . 139
c Couverture et charpente . . . . . 140
d État de conservation . . . . . 140
III.4.3 Fondations . . . . . 140
a Difficultés et enjeux . . . . . 140
b Stratégies de modélisation testées pour les fondations . . . . . 141
c Résultats et conclusions . . . . . 141
III.4.4 Voûtes . . . . . 146
a Difficultés et enjeux . . . . . 146
b Stratégies de modélisation testées pour les voûtes . . . . . 146
c Résultats et conclusions . . . . . 148
III.4.5 Charpente et couverture . . . . . 151
a Difficultés et enjeux . . . . . 151
b Stratégies de modélisation testées pour la charpente . . . . . 153
c Résultats et conclusions . . . . . 154

**IV Validation de la stratégie de modélisation par mesures in-situ 157**
IV.1 Analyse vibratoire in-situ sous bruit ambiant : état de l'art . . . . . 158
IV.1.1 Principe et objectifs de l'enregistrement in-situ . . . . . 158
a Principe général . . . . . 158

b Outils d'analyse de la pertinence d'une base modale : Modal Assurance Criterion (MAC) et Coordinate MAC (CoMAC) . . . 160
c Différents objectifs de l'AME . . . 161
d Intérêt de l'AME sous bruit ambiant pour les bâtiments historiques 163
IV.1.2 Enregistrement des vibrations ambiantes . . . 164
a Nature des sollicitations ambiantes - Hypothèse de bruit blanc . 164
b Chaîne d'acquisition des données . . . 166
c Réalisation des mesures . . . 166
IV.1.3 Méthodes d'extraction des données : Analyse Modale Expérimentale . . . 167
a Informations disponibles grâce aux mesures . . . 167
b Analyse "sortie seulement" : méthode de décomposition en valeurs singulière des matrices de densité spectrale (FDD) . . . 167
c Analyse "sortie seulement" : principe de la FDD améliorée (EFDD) 169
IV.2 Méthodes de calage et de validation des modèles numériques d'églises . . . 170
IV.2.1 Mesures vibratoires in-situ et Analyse Modale Opérationnelle . . . 170
a Choix des édifices . . . 170
b Mesures vibratoires réalisées . . . 171
c Instrumentation et paramètres . . . 173
IV.2.2 Utilisation des mesures vibratoires pour l'optimisation des maquettes numériques . . . 174
a Principe de la méthode recherchée . . . 174
b Description de l'outil utilisé pour le calage . . . 175
c Choix de la fonction erreur la plus appropriée . . . 177
d Choix de la taille de la maquette numérique et du type de calage le plus adapté . . . 179
e Choix des paramètres du calage - pertinence du nombre d'inconnues à retenir . . . 182
IV.3 Résultats des différentes étapes . . . 184
IV.3.1 Mesures effectuées et AME . . . 184
a Résultats en fréquences et déformées . . . 184
b Qualité des mesures et adéquation au patrimoine traité . . . 186
IV.3.2 Calage en fréquence de tous les clochers . . . 188
a Points clés dans la définition du modèle éléments finis . . . 188
b Valeurs mécaniques adaptées au patrimoine étudié . . . 192
c Troisième validation des types structurels proposés . . . 193
d Adéquation de la méthode de calage à nos objectifs . . . 194
IV.3.3 Optimisations découplées des maquettes numériques des macro-éléments . 195
a Analyse de sensibilité . . . 195
b Résultats des calages découplés des macro-éléments . . . 197
c Remarques pour les sous-structures complexes . . . 201
IV.3.4 Calage du modèle complet . . . 203
IV.4 Validations générales de la méthode de construction de modèles . . . 205
IV.4.1 Récapitulatif des étapes successives de la méthode proposée . . . 205
a Construction des différents maillages . . . 205
b Préparation des maquettes numériques pour les calages . . . 206
c Réalisation des mesures vibratoires in-situ . . . 206
d Calage en fréquence de la sous-structure bien identifiée la plus simple . . . 206
e Calages découplés des modèles partiels . . . 207

f Calage du modèle global . . . . . 208
IV.4.2 Application à l'église de la Sainte Trinité aux Contamines-Montjoie . . . . 208
a Présentation de l'église . . . . . 208
b Maillages . . . . . 208
c Préparation des modèles . . . . . 210
d Mesures . . . . . 210
e Affinage des valeurs bibliographiques disponibles . . . . . 212
f Calages découplés des sous-structures et calage du modèle entier 212
IV.4.3 Adéquation de la méthode aux objectifs de la thèse : spécificités des édifices uniques, contraintes de la grande échelle . . . . . 213

**V Évaluation de la vulnérabilité 215**
V.1 Confrontation des méthodes d'analyse - variabilité due aux modèles . . . . . 215
V.1.1 Modèles numériques à n ddl : analyse dynamique linéaire et non linéaire . 215
a Chargements et amortissement pour les analyses dynamiques . . 215
b Comparaison des analyses linéaires temporelles dynamique et par superposition modale . . . . . 217
c Description du modèle non linéaire utilisé . . . . . 219
d Modèle NL sous séisme réglementaire et séisme alpin . . . . . 220
e Comparaison des cinématiques de ruine sous différents niveaux de séismes réglementaires . . . . . 224
V.1.2 Définition de zones clés de fragilité . . . . . 227
a Utilisation de l'analyse cinématique : exemple de la façade d'entrée227
b Comparaison des résultats des méthodes numérique et cinématique228
c Remarques sur l'intérêt de combiner les différentes approches . . 231
V.1.3 Analyse modale non linéaire découplée : méthode et modèle constitutif . . 232
a Expression du problème non linéaire sur base modale . . . . . 232
b Identification des caractéristiques des oscillateurs simples . . . . 234
c Modèle d'oscillateur simple non linéaire - (Moutoussamy, 2013) . 235
V.1.4 Analyse modale non linéaire découplée sur NDG . . . . . 237
a Construction du modèle équivalent . . . . . 237
b Comparaison avec l'analyse dynamique non linéaire . . . . . 242
c Adéquation actuelle de l'AMNLM aux MH en maçonnerie . . . . 244
V.2 Construction des courbes de fragilité : méthode, signaux et définition de critères 247
V.2.1 Méthodes de construction des courbes - étapes de calcul . . . . . 247
a Estimation statistique de la probabilité de ruine . . . . . 247
b Méthode utilisée : loi log-normale . . . . . 248
V.2.2 Description des signaux sismiques utilisés . . . . . 249
a Génération de signaux dans Cast3M . . . . . 249
b Base de signaux ISTerre - Perrault (2013) . . . . . 250
V.2.3 Indicateurs de dommage et de niveaux de ruine . . . . . 251
a Définition générale . . . . . 251
b Attentes particulières pour les édifices historiques . . . . . 253
c Définition d'un critère pour un premier diagnostic : seuillage des cartes de contraintes . . . . . 255
d Définition de critères en déplacement . . . . . 260
V.3 Vers des courbes de fragilité : courbes de fragilité pour NDG . . . . . 262
V.3.1 Courbes globales, utilisant le modèle complet linéaire . . . . . 262
V.3.2 Courbes utilisant le modèle construit par AMNL . . . . . 263

a Définition des courbes par zone de ruine . . . 263
b Définition d'un jeu de courbes global . . . 264
c Influence de la définition des critères . . . 264

**Conclusions et perspectives** **267**

**A Glossaire** **275**

**B Recensement des églises et chapelles** **281**
B.1 Archives consultées . . . 281
B.1.1 Histoire des communes savoyardes . . . 281
B.1.2 Archives départementales . . . 281
B.1.3 Archives communales et municipales . . . 282
B.1.4 Archives des autorités religieuses . . . 282
B.1.5 Services du Patrimoine . . . 283

**C Planches de comparaison morphologique des 200 bâtiments** **325**

**D Sismicité des Hautes vallées de Savoie** **327**
D.1 Définition des intensités macrosismiques . . . 327
D.2 Liste des séismes ressentis avec une intensité $Io > 6$ dans la zone étudiée . . . 327

**E Principes de la photogrammétrie** **329**
E.1 La calibration . . . 329
E.2 Le géoréférencement . . . 330
E.3 Corrélation épipolaire et appariement dense . . . 331

**F Pré-processeur pour le maillage** **333**

**G Églises instrumentées** **337**
G.1 Albertville, Conflans : Notre-Dame de l'Assomption ou Saint-Grat . . . 337
G.2 Argentière : Saint-Pierre . . . 338
G.3 Beaufort : Saint-Maxime de Riez . . . 338
G.4 Cohennoz : Saint-Pierre aux Liens . . . 339
G.5 Combloux : Saint-Nicolas de Myre . . . 339
G.6 Cordon : Notre-Dame de l'Assomption . . . 340
G.7 Esserts-Blay : Saint-Thomas Becket de Canterbury . . . 340
G.8 La Léchère, Grand Nâves : Saint-Germain . . . 341
G.9 La Léchère, Nâves Fontaine : Saint-Pierre . . . 341
G.10 La Léchère, Petit Cœur : Saint-Eusèbe . . . 342
G.11 Les Contamines-Montjoie : Notre-Dame de la Gorge . . . 342
G.12 Les Contamines-Montjoie : église de la Sainte Trinité . . . 343
G.13 Saint Paul sur Isère : Saint Hyppolyte . . . 343
G.14 Saint Gervais les Bains : Saint Gervais et Saint Protais . . . 344
G.15 Saint Gervais les Bains : Saint Nicolas de Véroce . . . 344
G.16 Saint Nicolas la Chapelle : Saint Nicolas . . . 345
G.17 Servoz : Saint Loup . . . 345
G.18 Héry-sur-Ugine : Saint Sauveur . . . 346
G.19 Vallorcine : Notre Dame de l'Assomption . . . 346
G.20 Villard sur Doron : Saint Pierre . . . 347

**H Outil GRENAT et méthode utilisée pour le calage des modèles 349**
H.1 Choix de l'outil : optimisation globale par métamodèle . . . . . 349
H.2 Principales étapes de la méthode d'optimisation . . . . . 350
H.2.1 Échantillonnage de l'espace étudié . . . . . 350
H.2.2 Calcul de la fonction erreur pour chaque tirage . . . . . 351
H.2.3 Construction du métamodèle . . . . . 352
H.2.4 Recherche du minimum global du métamodèle : algorithmes d'optimisation globale . . . . . 354

# Introduction

Construire des structures capables de résister aux séismes est, dans certaines parties de la planète, un enjeu majeur. Pour des raisons sociales et économiques, cette problématique est de plus en plus prise en compte même dans des pays où l'aléa sismique est plus modéré. Mais la préservation du bâti ancien face aux risques naturels, notamment sismiques, répond à des enjeux plus nombreux encore : enjeux humains, financiers et matériels mais aussi artistiques, architecturaux et sociétaux dans le cas du patrimoine. Les récents séismes en Italie (Modène, L'Aquila, Assise,...) ont mis en évidence la grande vulnérabilité du patrimoine architectural bâti au regard des risques naturels. Le risque sismique est particulièrement important pour ces édifices anciens, notamment ceux en maçonnerie. D'une part tout dommage y est irréversible, car même reconstruits à l'identique, ils perdent leur historicité qui faisait une partie de leur valeur. D'autre part, comme le montrent les fiches de diagnostic de vulnérabilité pour le bâti courant (EMS 98), ils présentent des critères intrinsèques de fragilité. Leurs formes complexes sont le plus souvent irrégulières ; la majeure partie d'entre eux est construite en maçonnerie, matériau au comportement fragile, possédant une résistance très faible en traction ; ils sont le plus souvent conçus massifs et non déformables. Il est donc crucial de savoir comment traiter ce risque sur ces bâtiments particuliers. Les destructions irréversibles de chefs d'œuvre italiens ont souligné la nécessité d'une action préventive sur ces structures tout à fait particulières. Se pose alors la question de la manière de traiter de façon préventive le problème de tous ces édifices, reconnus et répertoriés comme des éléments cruciaux d'un patrimoine architectural, historique ou environnemental commun.

L'importance et l'actualité de cette question résultent de sa position au croisement d'au moins quatre réalités contemporaines majeures. Tout d'abord, la démarche sécuritaire aujourd'hui généralisée conduit à la multiplication des textes de lois et des décrets concernant les règles de construction et le Patrimoine. Elle s'est traduite en France par une modification du zonage sismique, avec un renforcement marqué de l'estimation du risque, et l'adoption d'un nouveau code de calcul européen, l'Eurocode 8. D'autre part, la notion de patrimoine architectural a accompagné de nombreux gouvernements à travers les âges, notamment dans les pays européens avec une démarche particulière de conservation depuis plusieurs siècles. Elle prend aujourd'hui un nouvel essor, le patrimoine étant présenté à la fois comme une boussole dans une époque troublée, comme un objet de nostalgie et comme une manne financière pour un Etat en quête de liquidités. Le développement d'un tourisme de masse s'accompagne donc maintenant d'une politique d'ouverture des Monuments Historiques voulue par l'état. Ces deux réalités confrontent donc les structures anciennes aux problèmes des établissements recevant du public (ERP) ordinaires, y compris pour la sécurité face aux séismes. La mise aux normes sismiques du parc bâti existant devient donc l'une des préoccupations majeure des collectivités locales, notamment pour tous les ERP. Enfin, l'accroissement des capacités techniques à notre disposition, en

modélisation comme en confortement, ouvre des champs d'action jusqu'alors hors de portée.

Ces projets ne peuvent toutefois être abordés que si l'on garde à l'esprit, en mesures égales, des préoccupations patrimoniales et architecturales et des outils technologiques optimums, afin de respecter les impératifs et les obligations propres aux monuments protégés. Les édifices anciens, et particulièrement ceux qui sont classés ou protégés, concentrent un certain nombre de difficultés qui leur sont propres. Tout d'abord leur histoire est souvent complexe conduisant à des chargements variables au cours du temps. La descente de charges n'est plus la même qu'à la construction, et l'état réel du bâtiment est complexe à évaluer. Ils sont souvent le fruit de modifications structurelles successives, les rendant composites aussi bien dans leur géométrie que dans leur fonctionnement structurel. La difficulté se situe aussi au niveau des matériaux. En effet une vaste partie du patrimoine est constituée d'architectures vernaculaires en matériaux rustiques présentant des caractéristiques mécaniques faibles. La maçonnerie est un matériau complexe à caractériser, même avec un investissement important (Valluzzi *et al.*, 2003). Notons d'autre part que toute intervention sur un monument historique (MH) est soumise à des règles, même pour des tests de caractérisation. Des contraintes réglementaires (Charte de Venise, ICOMOS (2003)) limitent les possibilités d'action en exigeant la lisibilité, la compatibilité et la réversibilité de chaque action. Il est donc capital de se donner les moyens de connaître ce patrimoine fragile, pour en connaître l'état réel, proposer d'éventuels renforcements et mieux évaluer la vulnérabilité de ce type d'ouvrages.

Il faut souligner qu'être dans une zone à sismicité modérée, comme c'est le cas de la France métropolitaine, constitue une difficulté supplémentaire. En effet les ressources mobilisables pour étudier ce risque y sont limitées. Les retours d'expérience sont très peu fréquents et peu étendus. Même pour les derniers séismes ayant affecté le patrimoine français, il n'existe pas d'inventaire exhaustif des dommages.

Le diagnostic d'un patrimoine complet concerne de très nombreux bâtiments. Il nécessite de recourir à des techniques d'analyse de vulnérabilité à grande échelle puisqu'il est impossible de les traiter tous un par un sans en ignorer arbitrairement. En effet les avancées actuelles en terme de modélisation du matériau maçonnerie permettent de prendre de mieux en mieux en compte ses spécificités à petite échelle, voire de faire des diagnostics de bâtiments complexes et étendus. Mais des problèmes demeurent : comportement non-linéaire, prise en compte de la fissuration, difficultés de convergence, dépendance au maillage éléments finis... D'autre part, ces modèles sont très lourds, complexes et coûteux et réservés à des études de cas très spécifiques, sur des édifices prestigieux. Aujourd'hui la plupart des méthodes d'analyse de vulnérabilité acceptées comme fiables pour les monuments historiques sont donc basées sur des analyses cinématiques ou géométriques (Cattari *et al.*, 2012). Ces diverses techniques, de par leur complexité ou la lourdeur de leur mise en œuvre, ne permettent pas réellement de faire de la prévention à l'échelle d'un territoire.

Afin de répondre à ces enjeux, nous cherchons à proposer une méthode d'analyse de vulnérabilité sismique à grande échelle, outils de criblage adapté à l'étude d'un patrimoine complet indépendamment de l'importance des bâtiments. Cette méthode de diagnostic, basée sur la modélisation numérique par Éléments Finis (EF) de bâtiments historiques et leur réponse vis-à-vis des séismes, s'appuie sur une hiérarchisation des niveaux de modélisation : modèle linéaire sur l'ensemble des édifices concernés, puis modèle non-linéaire plus détaillé dans le cas des structures ayant fait apparaître un niveau de risque marqué lors de l'analyse linéaire. Compte tenu des fortes contraintes soulignées ci-dessus, notre démarche doit donc répondre à deux impératifs principaux. D'une part il est nécessaire d'offrir une analyse pertinente du comportement sous séisme de structures historiques maçonnées. D'autre part il faut contenir le nombre de modèles numériques nécessaires au diagnostic d'un grand nombre de bâtiments.

La méthode générale d'étude ainsi dégagée par ce travail n'a pas pour vocation de se limiter

au diagnostic partiel du patrimoine particulier étudié ici. Elle doit permettre de proposer un premier diagnostic structurel de chaque édifice et d'évaluer la pertinence d'analyses plus poussées. Ce travail vise à élaborer une méthode d'analyse de données architecturales, mécaniques et géographiques, applicable à diverses architectures, qui, couplée à l'aléa sismique local, permette de déterminer et de hiérarchiser les risques potentiels de chaque structure. Les acteurs du Patrimoine pourront ensuite élaborer d'éventuels confortements préventifs respectueux du caractère historique grâce aux solutions pré-étudiées suggérées, sans engager d'emblée des études coûteuses souvent impossibles, dont la nécessité conduirait le plus souvent à l'abandon du bâtiment.

Nous nous focaliserons dans cette étude sur les églises et chapelles baroques des Hautes vallées de Savoie. Le choix de l'ensemble patrimonial est fondé sur cinq arguments majeurs. Tout d'abord la Savoie est en zone de sismicité moyenne, risque le plus élevé en métropole, et il ne s'y est pas produit de séisme important depuis un siècle, ce qui conduit les spécialistes à craindre un séisme majeur dans cette région dans les années à venir. De plus, ce patrimoine est construit en maçonnerie, matériau d'autant plus difficile à connaître et à diagnostiquer qu'il est ici très grossièrement mis en œuvre et souvent très altéré par manque d'entretien. Plus généralement, on montrera combien la maçonnerie, notamment ancienne, est un sujet vaste où l'apport de nouvelles connaissances est nécessaires. D'autre part, cet ensemble d'édifices est particulièrement représentatif de la richesse de la notion de patrimoine et ce sur de nombreux plans : contenu artistique précieux, véritables produits du site sur lequel ils s'implantent, mémoire rurale traditionnelle, témoignages d'une période particulièrement faste de l'histoire de la Savoie. De plus les églises et chapelles baroques de Savoie, classées pour certaines, constituent un ensemble très fourni et étendu à plusieurs vallées alpines, d'édifices présentant des similitudes assez prononcées. Cette situation a l'avantage de pouvoir mutualiser les résultats obtenus et d'autoriser des comparaisons qui permettront de contribuer à valider nos résultats. Enfin, les acteurs locaux sont très intéressés par le sujet, souhaitant l'intégrer à un programme départemental de protection plus général déjà initié : le PRNP (Patrimoine rural non protégé), conçu pour répondre à des problématiques liées aux problèmes structuraux du bâti en montagne.

En sus de ces caractéristiques qui font de ce patrimoine un bon exemple de corpus à grande échelle, il convient de noter quelques particularités. Tout d'abord il est situé en France métropolitaine, en zone de sismicité modérée, avec les difficultés soulignées plus haut. Les deux séismes de 1905 dans la vallée de Chamonix ont provoqué l'effondrement des clochers du haut de la vallée, et l'effondrement des voûtes des églises d'Argentière et de Vallorcine, mais on n'a guère plus de détails. Il s'agit pourtant d'un patrimoine précieux témoignant d'une période particulièrement faste dans l'histoire de la Savoie et d'un mouvement artistique unique, dans son adaptation à un milieu difficile. D'autre part le patrimoine étudié ici est souvent dégradé. Les conditions climatiques et géologiques difficiles et la ruralité de la zone n'ont guère favorisé son entretien et sa mise en valeur, cette dernière étant d'ailleurs encore récente et très partielle, faute de moyen. Aucune étude architecturale et structurelle systématique n'a été entreprise jusqu'ici. Enfin, le corpus étudié est intégralement situé en zone de montagne. La question de la pente et de sa prise en compte lors du diagnostic structurel sera donc importante.

Les objectifs de ce travail nécessitent d'allier architecture et génie civil, protection du patrimoine et diagnostique structurel. Nous aborderons donc des sujets qui intéresseront tour à tour d'avantage l'architecte ou l'ingénieur. Cette interdisciplinarité nous a amenés à proposer le glossaire en annexe A afin de faciliter à tous le lecture des différentes parties.

Dans le chapitre I nous développerons les divers points soulignés en introduction, expliquant la pertinence les enjeux et les difficultés du sujet actuellement. Nous aborderons ainsi la définition et les divers enjeux du patrimoine et la réglementation le concernant. Puis nous soulignerons les spécificités de la maçonnerie comme matériau de construction et les modes de ruine propres aux

églises maçonnées sous séisme ainsi que les méthodes de confortement usuelles. Nous passerons ensuite en revue les techniques de la littérature sur les deux points clés soulignés ici. Nous détaillerons les techniques d'analyse structurelle de la maçonnerie et la prise en compte de ses spécificités. Puis nous nous pencherons sur les approches existantes d'étude de la vulnérabilité d'un patrimoine entier ou méthodes d'analyse à grande échelle.

Dans le chapitre II nous nous appliquerons à caractériser, décrire et classer le patrimoine étudié. Nous présenterons d'abord le site étudié, ses caractéristiques et celles du baroque savoyard. Comme nous l'avons souligné, le patrimoine traité n'a jamais fait l'objet d'une description systématique et demeure très mal connu. Il est donc nécessaire d'en effectuer le recensement exhaustif et d'en faire le relevé, présentés en annexes B et C. Nous résumerons ensuite les conclusions de notre campagne de relevés afin de décrire au mieux structurellement le corpus étudié, détaillé en annexe B. Puis pour limiter le nombre de cas d'étude, nous définirons deux typologies, églises et chapelles, adaptées aux ouvrages.

Une analyse de vulnérabilité à grande échelle doit, dans une première étape, se limiter à une analyse extensive de tout le corpus car les moyens et ressources mobilisables sont limités. Nous proposons donc dans les chapitres III et IV une méthode de construction de modèles de calcul aux éléments finis adaptée à ce contexte de sismicité modérée et à un ensemble de nombreux bâtiments de structure complexe.

Dans le chapitre III nous expliquerons comment nous construisons les maillages. Nous présenterons dans ce cadre notre utilisation de la photogrammétrie comme outil capital pour une étude à grande échelle. Puis nous décrirons le pré-processeur que nous proposons pour construire ces maillages aisément. Nous exposerons les modèles de matériaux retenus, notamment le modèle non-linéaire adapté à nos besoins que nous proposons. Enfin, nous définirons les hypothèses que nous utiliserons dans les modèles numériques et les stratégies de modélisation que nous avons définies comme étant les plus appropriées pour ce type de structures particulières.

Le chapitre IV est dévolu à la validation de nos modèles. Dans cette perspective nous présenterons d'abord le principe des mesures de dynamique sous bruit ambiant et la méthode que nous utilisons pour déterminer les caractéristiques vibratoires de bâtiments types. Puis nous détaillerons les différentes méthodes mises en œuvre afin de caler sur les mesures réalisées le modèle de la structure complète. Nous discuterons ensuite les résultats obtenus lors de ces différentes étapes. Ceci nous permettra alors de valider à l'échelle du bâtiment et à celle du territoire la méthode de construction de modèle proposée.

Au chapitre V, nous proposerons un diagnostic probabiliste de la vulnérabilité d'ouvrages types du patrimoine étudié. Nous exposerons la variabilité due aux modèles utilisés, en comparant les résultats de différentes approches linéaires, non linéaires et cinématique, afin d'enrichir les résultats des modèles initiaux et de définir des zones clés de fragilité. Ceci nous permettra de valider une analyse modale non-linéaire découplée de l'édifice choisi, méthode bien adaptée aux courbes de fragilité. Puis nous détaillerons la méthode retenue pour construire les courbes de fragilité et la base de signaux utilisés. Nous définirons des indicateurs de dommage et des niveaux d'endommagement adaptés au patrimoine étudié. Ceci nous permettra ensuite de proposer plusieurs jeux de courbes de fragilité et d'ouvrir des pistes de réflexion.

# Chapitre I

# Préservation du Patrimoine Historique et Risque sismique

## I.1 Préservation du patrimoine et des Monuments Historiques

### I.1.1 Définitions et enjeux

#### a Enjeu sociétal : construction et transmission d'un héritage

La définition du patrimoine dans le dictionnaire Larousse présente celui-ci comme l'ensemble des biens qui *descendent, suivant les lois, des pères et des mères aux enfants* ou bien comme *les biens de famille qu'on a hérité de ses ascendants et que l'on doit à son tour transmettre à ses descendants*. Le patrimoine est fondé sur une filiation directe entre d'une part le groupe producteur de richesses devenues patrimoniales et d'autre part ses héritiers qui en sont les gérants actuels et qui reconnaissent ces richesses comme Patrimoine. Celui-ci est en effet lié intrinsèquement à la recherche des origines. Le principe de l'héritage est un des liens éternellement nécessaire à toute construction sociale, dans le sens où seule la tradition permet l'intégration dans le temps d'une société.

Dans nos sociétés actuelles, et particulièrement en milieu urbain, cette action revêt une importance particulière. L'éclatement des modes de vie, la désagrégation des pratiques sociales, le morcellement des rapports entre les habitants, renforcent le rôle fédérateur du patrimoine, à travers une démarche d'identification. Le processus d'identification au patrimoine est donc essentiel, puisqu'il permet non seulement la survie du bien patrimonial mais aussi l'identification d'un groupe, fédéré autour d'un élément patrimonial particulier ou non. Selon Chastel et Babelon (2008), l'attachement au patrimoine *explicite une relation particulière entre un groupe juridiquement défini et certains biens matériels tout à fait concrets : un espace, un trésor, ou moins encore*. En effet, comme le souligne Leniaud (2002), le patrimoine n'existe pas a priori. Un processus préalable d'adoption est nécessaire. Le groupe qui se l'approprie *non seulement comprend sa signification, mais encore s'identifie à travers lui*. Dans les Hautes vallées de Savoie sur lesquelles nous nous pencherons ici, plusieurs exemples illustrent ce processus d'identification, qui conduit à la sauvegarde très récente de bâtiments anciens jusqu'alors oubliés. Le patrimoine religieux de la commune de Bessans par exemple, a été classé dans son intégralité en 1996 grâce à l'énorme engagement d'une partie du village. On peut lire dans la notice générale de la base Mérimée* "Ensemble paroissial témoignant de la vie religieuse d'une paroisse de montagne entre

le XVe et le XIXe siècles". Mais à plusieurs reprises dans les fiches individuelles des bâtiments, il est noté que l'édifice n'a de valeurs que comme partie d'un ensemble. On voit donc bien qu'actuellement le patrimoine se définit plus par cette notion d'identification et de constitution d'un groupe, que par l'âge des pierres utilisées.

C'est sans doute ce qui explique qu'au cours des dernières années on ait assisté à un élargissement sans précédent des champs thématique, chronologique et spatial du patrimoine. Cet élargissement correspond à une prise de conscience du public vis à vis des témoins rares et souvent fragiles d'un passé de plus en plus proche, qui s'exprime par la ré-appropriation de territoires ou d'objets. C'est ce qui s'est passé à Bessans.

L'identification à un ensemble de biens patrimoniaux forge le sentiment d'appartenance à un groupe, qui découle de *la valeur humaine des possessions, des espaces défendus contre des forces adverses, des espaces aimés*. Comme l'a écrit Braudel (2011), *une nation ne peut « être » qu'à condition de s'identifier au meilleur, à l'essentiel de soi, conséquemment de se reconnaître au vu des images de marque, de mots de passe connus des initiés*. On voit donc à quel point la constitution pensée, puis la transmission aux générations futures, d'un héritage est d'une importance capitale pour l'ensemble de la société. C'est pourquoi Leniaud (2001) explique, que "c'est dans les monuments historiques, dans les cités et les quartiers anciens, dans les murs et les lieux, les sites et les œuvres consacrés par une tradition locale ou nationale, que se forge le sentiment d'appartenance française, autant que dans la langue et les mœurs". Leur conservation et le style de cette conservation importent à la bonne santé de la République française. Selon cette définition du Patrimoine, et pour citer Marc Fumaroli, "L'enjeu de l'Utopie patrimoniale, c'est la Nation elle-même, exposée au défi de la culture de masse". La protection du patrimoine a donc un rôle crucial à jouer dans la sauvegarde de notre Nation.

#### b Enjeu artistique : Notion du Beau, Savoirs constructifs, Leçon d'Architecture

Certes, la valeur intangible des Monuments Historiques (MH) repose de plus en plus sur leur significations sociales et historiques, mais n'oublions pas pour autant les critères traditionnels majeurs architecturaux et artistiques. Tel Monument est classé aussi parce qu'il est Beau, parce qu'il représente un canon de beauté et des règles d'équilibre et de création architecturale aujourd'hui souvent disparues. Le patrimoine est le témoignage vivant de techniques, d'usages constructifs, de canons esthétiques que, sans eux, nous ne pourrions comprendre. Les livres n'ont pas le pouvoir de nous faire arpenter l'espace baroque comme Saint-Pierre de Rome ou toucher du doigt les proportions de l'architecture grecque comme le Parthénon. Cette stratification est aussi une source de connaissance pour tout urbaniste et tout architecte. Au contact de ces monuments et de ces villes modelés au fil du temps, épaissis et enrichis de nouvelles significations selon des méthodes plus ou moins fructueuses de réhabilitation, ils peuvent construire sur des bases solides. Le diagnostic de vulnérabilité de ces édifices est donc un enjeu majeur, non seulement pour leurs composants structurels et architecturaux, mais aussi pour les trésors mobiliers (peintures, statues, linge d'église...) et inamovibles (fresques, stucs, balcons, pinacles, rampes...) qu'ils contiennent. Pour une liste exhaustive de l'immobilier et du mobilier classés de l'ensemble des bâtiments étudiés, on se reportera à l'annexe B.

#### c Enjeu financier, humain, matériel

Enfin, ces héritages fondateurs de notre société sont exposés à toutes sortes de danger. En dehors des risques des rénovations sauvages qui fleurissent sous le nom de "restaurations" (voir le cas de l'hôtel Lambert, Rykner (2013)), ils sont malheureusement soumis aux mêmes aléas que les bâtiments "communs". Ils sont particulièrement exposés dans les situations de crise, notamment lors de catastrophes naturelles ou humaines. Dans l'urgence de la situation les réponses que l'on

peut apporter à leurs dommages sont souvent inadéquates voire totalement inexistantes faute de temps et de moyens.

Augmenter la stabilité et la résistance aux séismes des monuments historiques représente un défi de taille dans un pays comme la France. En effet celle-ci est caractérisée, nous le verrons plus loin, par une sismicité non-négligeable mais modérée sur une partie significative de son territoire. Cette sismicité beaucoup moins forte que dans d'autres pays du bassin méditerranéen comme la Grèce ou l'Italie, limite les moyens alloués par le politique à cette problématique. Ceci est d'autant plus vrai que la priorité est évidemment donnée au risque pour les population. D'autre part, elle possède un grand nombre de bâtiments anciens et précieux à plusieurs titres.

La notion de Risque sismique repose sur une combinaison des notions d'Aléa sismique, de Vulnérabilité et d'Enjeu : $R = A * V * E$. L'*aléa* fait référence à l'occurrence d'un événement menaçant pouvant engendrer des dommages dans une région et pour une période donnée. La *vulnérabilité* représente la probabilité d'un élément d'engendrer des pertes et des dégâts matériels. Ainsi, une zone à forte sismicité mais peu habitée, présente un risque inférieur à une zone à sismicité modérée mais fortement peuplée. En effet sa vulnérabilité est moins grande puisque les dégâts potentiels sont limités. Avec l'augmentation de la population mondiale et l'urbanisation toujours croissante, le nombre de victimes de catastrophes d'origine naturelle a triplé entre 1970 et 1990 pour atteindre 2 milliards selon Walker (1998) du CICR. La notion d'*enjeu* recouvre la valeur de l'élément exposé. Il peut être économique ou de nature plus complexe à définir. D'après le rapport de la Croix rouge internationale, les pertes économiques directement dues aux séismes sont passées d'un montant estimé à 3,9 milliards de dollars dans les années 1950 à 63 milliards de dollars dans les années 1990.

Même si l'aléa n'est pas très élevé en métropole, les enjeux et la vulnérabilité sont importants. Les zones à risques sont ainsi en grande partie constituées par les centres villes historiques où le bâti est très hétérogène et dense, aussi bien en plan qu'en coupes et où, point qui nous intéresse, sont regroupés nombre de nos monuments classés. En cas de séisme, la destruction de l'église de Vallorcine, isolée, serait une perte patrimoniale. Celle de l'église de Megève risquerait d'endommager tous les édifices mitoyens et toucherait un grand nombre d'usagers. Il s'avère donc capital, et pas seulement pour des raisons culturelles ou patrimoniales, d'apprendre à connare le comportement sous séisme de ces édifice pour pouvoir à terme les renforcer pour limiter les coûts financiers, humains et matériels. L'étude de ce patrimoine, même si elle n'est pas suivie d'une intervention matérielle, conduit à une accumulation de connaissances sur des édifices dont le comportement sous séismes est encore très mal connu. Celles-ci sont cruciales pour parer au plus pressé tout en respectant l'édifice, même en période de crise quand l'humain prime, et sur le plus long terme pour des restaurations et des confortements rationnels respectueux de l'architecture. Seule cette démarche d'études puis d'évaluation de la vulnérabilité et de renforcement éventuel rendra pérenne la transmission patrimoniale au cœur du système de sauvegarde.

### I.1.2 Contexte institutionnel

#### a Volonté de conservation : les Chartes internationales

Les critères sur lesquels mesurer la valeur de ce patrimoine sont nombreux. Dans ce contexte, définir et imposer des règles pour la conservation du patrimoine sélectionné est une tache ardue.
- *valeur scientifique* : l'objet est devenu un sujet d'études, classé dans une "collection".
- *valeur de communication* : communication artistique, quand elle permet d'édicter les lois d'un genre ou de le définir ; communication politique ou sociale pour tel monument fédérateur.
- *valeur vénale* : la valeur de l'objet dépend de la qualité de ses matériaux mais aussi de sa valeur scientifique et de communication puisque "l'offre" est en diminution constante.

Dés le premier "Congrès international des architectes et techniciens des monuments histo-

riques" à Paris en 1957, la diversité des méthodes et des conceptions qui avait présidé aux énormes travaux de restauration du patrimoine monumental endommagé pendant la deuxième guerre mondiale a montré l'urgence d'une confrontation des doctrines et des opinions et, si possible, l'émergence de quelques principes fondamentaux communs. La Charte de Venise fut adoptée en 1964 par une assemblée composée de spécialistes et de délégués de près de 80 pays. En effet les techniques de conservation et de restauration faisaient des progrès, constituant une nouvelle menace pour tous les monuments, et de ce fait requéraient des spécialistes.

Les principes de la Charte de Venise (1964) peuvent se résumer en cinq points. Développés au long des décennies suivantes, ils ont abouti à la publication de "Principles for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage" par l'ICOMOS (2003), organisation internationale non-gouvernementale œuvrant pour la conservation des monuments et des sites dans le monde.
- *Concept de Monument Historique* : il est considérablement élargi par rapport aux travaux antérieurs (Charte d'Athènes de 1933). La charte de Venise étend la notion de monument historique au "site urbain ou rural qui porte témoignage d'une civilisation particulière, d'une évolution significative ou d'un événement historique" et insiste sur la valeur à la fois historique et artistique d'un monument, sans négliger l'intérêt d'aucune phase de la vie de celui-ci.
- *Conservation* : un monument doit être utilisé afin d'en assurer sa conservation, mais sans altération. Ses abords doivent être protégés. Il ne doit être ni déplacé ni privé de ses décorations, sauf cas extrême.
- *Restauration* : elle ne doit être entreprise que par nécessité. On doit respecter la structure et l'authenticité des matériaux, sans reconstruction pour remplacer les parties manquantes. Tout élément nouveau doit être reconnaissable. Quand les techniques traditionnelles sont inadéquates on peut avoir recours à des techniques modernes éprouvées. Les apports valables de toutes les époques doivent être respectés.
- *Archéologie* : les fouilles ne doivent être effectuées que par des professionnels. L'aménagement des sites archéologiques ne doit pas les altérer pour en faciliter la compréhension.
- *Documentation et publication* : toute intervention doit être accompagnée d'une documentation déposée dans des archives publiques.

La valeur presque dogmatique souvent attribuée à cette charte peut être remise en question. En effet la Charte est d'abord l'expression d'une position culturelle bien précise face au patrimoine. Or cette position est en évolution constante : la notion d'authenticité a changé depuis la reconstruction des flèches de Notre-Dame de Paris par Viollet-le-Duc. De plus la culture concernée par la Charte est fondamentalement occidentale. Enfin la Charte est insuffisamment nuancée et très incomplète. Le chapitre consacré aux sites monumentaux est réduit à un seul article, alors que le dernier accord international de l'ICOMOS (2003) aborde de très nombreux points sur plus de 300 pages. Toutefois elle a l'avantage de la clarté et de la brièveté et, de ce fait, est compréhensible et convaincante. Elle pose les principes de compatibilité, réversibilité et lisibilité qui doivent guider le travail de tout architecte du patrimoine.

#### b Ouverture des monuments historiques et mise aux normes

Dans une démarche sécuritaire très large, les pouvoirs publics prennent de plus en plus de mesures visant à assurer la sécurité des citoyens en tous temps et en tous lieux. Les Établissements Recevant du Public (ERP) sont soumis à des règles toujours plus nombreuses, touchant à l'accessibilité comme à la sécurité structurelle. Or les bâtiments anciens sont actuellement soumis à une multiplication des campagnes importantes de travaux pour deux raisons qui posent à chaque fois la question de la mise aux normes.

D'une part l'extension de la notion de Monument Historique est allée de pair avec l'augmentation des besoins financiers nécessaires à leur entretien, alors même que les ressources allouées

à la culture diminuaient. Pour restreindre les dépenses, l'État peut transférer, sans changement d'affectation, la propriété de certains monuments aux collectivités. Une autre solution consiste à "rentabiliser" ce patrimoine en modifiant son usage. Sur les cent édifices gérés par le Centre des monuments nationaux, vingt ont été choisis pour être aménagés, en partie, en hôtels et restaurants, comme le château de Bussy-Rabutin, Côte-d'Or. La gestion des monuments peut même être ouverte à des opérateurs privés qui y développent leur activité sous réserve d'assurer la restauration et l'entretien de l'édifice. Enfin l'État a mis en vente depuis 2005 plus de 2000 édifices dans une vaste campagne visant à renflouer ses caisses. Ces changements complets d'affectation nécessitent d'importants travaux où, comme le souligne Mignot (2009) la doctrine en matière de sécurité, d'économies d'énergie, de respect des normes en vigueur reste à définir.

D'autre part depuis une vingtaine d'année, l'État s'est lancé dans une politique d'ouverture de ses 43 000 édifices et sites classés. 220 opérations de restauration sont ainsi lancées en 2013. D'après les archives du gouvernement, Albanel (2009), l'État estime que *la restauration et l'ouverture au public de nos monuments entraînent des retombées économiques d'un montant de 21 milliards d'euros et représentent plus de 500.000 emplois.* C'est ainsi que le nombre de visites augmente chaque année. En 2011, 61% de français ont visité au moins un site ou monument classé. L'état souhaite donc donner au patrimoine les moyens d'accueillir des visiteurs toujours plus nombreux, ce qui nécessite de respecter les règles édictées en matière de bâti.

Qu'il s'agisse de l'entretien, de la rénovation ou de la réhabilitation lourde avec changement d'activité, la question des normes en vigueur et de l'adaptation de l'existant aux nécessités du temps présent est donc un des axes majeurs dans la thématique des Monuments Historiques. En effet, doit-on imposer d'y respecter les mêmes normes que dans tout autre bâtiment, au risque d'en dénaturer l'aspect, le fonctionnement thermique ou structurel ? Cette question est particulièrement pressante quand il s'agit de la sécurité du bâti et de ses occupants, comme c'est le cas pour les édifices en zone sismique. On verra en I.2.1 que cette question est d'autant plus importante que la réglementation sismique a récemment évolué.

### I.1.3 Niveau de connaissance du bâti historique en maçonnerie

Évaluer et renforcer une structure existante vis à vis des séismes nécessite une connaissance approfondie de la structure à traiter : type et qualité des fondations, fonctionnement de la superstructure etc. Un diagnostic de son état réel doit donc être conduit avec attention au préalable. Plus le bâtiment est ancien et plus ces informations sont délicates à obtenir, pour trois raisons principalement :

Fig. I.1 Chapelle Sainte-Apolline, Le Mont, Villard-sur-Doron.

1) Il s'agit souvent de *techniques de construction anciennes* mal maîtrisées, voire de mises en œuvre dans un état de conservation rendant toute étude délicate. Par exemple la cathédrale de Troyes est fondée sur une forêt de pilotis baignés par la Seine qui ont mal supporté l'assèchement du sol nécessaire aux études du système de fondation, provoquant des affaissements différentiels de la superstructure à restaurer. Les dommages dus à des études trop invasives sont parfois irréversibles.

2) Les *caractéristiques structurelles réelles* des monuments anciens sont d'autant plus difficiles à évaluer que le schéma statique de départ n'est souvent plus valable au moment de l'intervention. Même en présence des plans d'origine, il est impératif d'effectuer des relevés in-situ. Ce constat est renforcé dans les bâtiments

vernaculaires comme ceux étudiés ici, à la mise en œuvre rustique et souvent peu entretenus. Mais nous n'avons par exemple pas pu faire le relevé de la chapelle Sainte-Apolline au Mont, Villard sur Doron, construite en 1681, rénovée en 1893 et à l'abandon depuis les années 1960, car elle servait de débarras et de chenil à la ferme voisine (Cf Fig I.1).

3) Les *tests non destructifs ou peu invasifs* de plus en plus performants pour caractériser les matériaux utilisés, ne permettent pas une connaissance parfaite des bâtiments dans leur totalité du fait de mélanges de matériaux de natures, de qualités et de mises en œuvre très variées d'un emplacement à l'autre. De plus, les sondages destructifs sont très limités voire interdits par la législation sur le bâti classé (I.1.2).

#### a Points clé d'un diagnostic d'un bâtiment ancien

Pour pouvoir proposer un diagnostic pertinent d'un bâtiment ancien, les points suivants sont capitaux :

*Géométrie.* La géométrie des Monuments historiques est souvent bien plus complexe que celle des édifices modernes, donc plus complexe à modéliser par exemple. Elle combine la plupart du temps des éléments rectilignes et des éléments courbes et mélange des éléments courbes à une dimension comme des arches ou des arcs boutants*, deux dimensions comme des voûtes ou des dômes et trois dimensions comme les différents remplissages, les pendentifs etc. De même des structures élancées côtoient des éléments massifs : piliers, contreforts*, fondations.

*Morphologie.* La description de la façon dont les éléments sont connectés est délicate. D'une part les éléments structuraux sont souvent hétérogènes et présentent des morphologies internes complexes : décomposition en plusieurs couches, trous, insertions de pièces métalliques. D'autre part leurs particularités se combinent dans les zones de connection, engendrant des phénomènes de résistance et des transferts de forces spécifiques : problème de contact, chargement excentré. Toutes ces spécificités sont difficiles à appréhender correctement, même par des tests adaptés (Cf I.1.3.c). De plus, chercher à les prendre toutes en compte est trop coûteux numériquement et inenvisageable manuellement.

*Actions.* La résistance des structures historiques a été et est toujours amoindrie par des facteurs variés : action de leur poids propre sur le très long terme, restauration antérieure néfaste, attaques chimiques de la maçonnerie à cause de la pollution atmosphérique, vibrations de la circulation routière etc. Elles ont pu être fragilisées par des séismes antérieurs dans les cas qui nous intéressent. Ces actions peuvent être cycliques et répétitives, augmenter graduellement, ou être ponctuelles. Mais elles doivent être envisagées à une échelle historique car l'effet sur la durée est capital : prises sur le long terme il peut en résulter des effets beaucoup plus significatifs que l'effet initial.

*Dommages et altérations.* Il faut intégrer les dommages et altérations, qui affectent vraiment la capacité de la structure. Prendre en compte les caractéristiques actuelles d'une structure existante permet d'être le plus réaliste possible et donc d'améliorer la pertinence des prédictions en termes de performances et de capacités. Ceci inclut les fissures aussi bien que les dégradations physiques ou chimiques du matériau lui-même.

*Histoire.* Procédés de construction, modifications architecturales postérieures à la construction, destructions sous séismes sont autant d'étapes liées à l'histoire du monument qu'il faut prendre en compte comme des éléments ayant influencé sa réponse structurelle. Lourenco *et al.* (2015) montrent par exemple que le phasage de construction de la cathédrale de Canterbury explique en partie les déformations actuelles, notamment la fissuration diffuse des voûtes. De plus l'histoire peut être une source d'informations, puisqu'une performance historique avérée du monument peut valider des hypothèses, voire remplacer des données structurelles manquantes. Il est possible de trouver dans l'histoire du bâtiment des expériences en temps réel et à l'échelle un.

### b La maçonnerie : un matériau complexe

Comme la grande majorité du patrimoine architectural historique européen, celui que nous étudions ici est en maçonnerie, matériau composite et complexe. Il convient donc d'en définir les caractéristiques et de donner quelques indications sur son comportement.

#### b.1 Nomenclature des différentes maçonneries

Fig. I.2 Chapelle Saintes Agathe et Apollonie, Petit-Gondon, Bourg Saint Maurice : maçonnerie à base de galets.

Le terme "maçonnerie" recouvre tout ouvrage construit à partir de blocs, compactés entre eux par la gravité. Pour qualifier une maçonnerie, on distingue les deux éléments de base (Cf Fig I.2) :

- Les *éléments*, morceaux de pierre, brique, agglomérés, terre crue ou tuile formant le corps de la maçonnerie.
- Les *joints*, espaces entre deux éléments. Le terme se réfère aussi à la couche de matériau qui remplit cet espace, c'est-à-dire au mortier. S'il est absent, on parle de joint vif ou sec.

Les appareils sont plus ou moins réguliers selon l'agencement, la forme et la taille des éléments qui les constituent. L'*appareil à assises régulières* présente des éléments tous de même hauteur. Les lits de joints sont alors rectilignes. Moins l'appareil assisé est régulier moins les joints montants et les lits de joints sont rectilignes mais repérables. Les joints apportent à la structure maçonnée une certaine anisotropie en fonction de leur direction. L'*appareil irrégulier* possède les éléments les moins ordonnés, de tailles et de formes aléatoires. Plus la proportion de mortier est importante, plus l'homogénéité de ces appareillages est marquée. Il se confond alors avec la maçonnerie de blocage.

Deux familles de maçonneries se distinguent par leur mise en œuvre (Cf fig I.3) :

- l'*appareil* est une maçonnerie d'éléments posés : chaque élément est adapté, éventuellement équarri ou taillé, pour occuper une place déterminée.
- le *blocage* est une maçonnerie d'éléments de différentes tailles, jetés pèle-mêle dans un bain de mortier. Il peut être utilisé seul pour constituer des éléments structuraux ou en remplissage entre deux appareils constituant les parements. A une échelle macroscopique comme celle de la structure, le blocage peut être considéré comme homogène, avec une faible anisotropie. On peut le rapprocher du béton, matériau composite biphasé relativement homogène. C'est ce type de maçonnerie, le plus rustique, qui constitue les édifices qui vont nous intéresser.

Fig. I.3 Les deux grands types de maçonnerie, Oikonomopoulou (2009)

### b.2 Types de maçonnerie : mono ou multi-couches

L'observation des dommages après des séismes permet de souligner combien la mise en œuvre de la maçonnerie est fondamentale pour la compréhension de son comportement dynamique. Des études systématiques de la morphologie de maçonneries existantes ont donc été entreprises dès 1993 en Italie par Abbaneo *et al.* (1993) et Binda *et al.* (2000b). On notera que les catalogues les plus récents utilisés dans les analyses de vulnérabilité sismique (I.4) ne se limitent plus à l'aspect extérieur mais tiennent compte de ces relevés de sections, comme proposé en figure I.4.

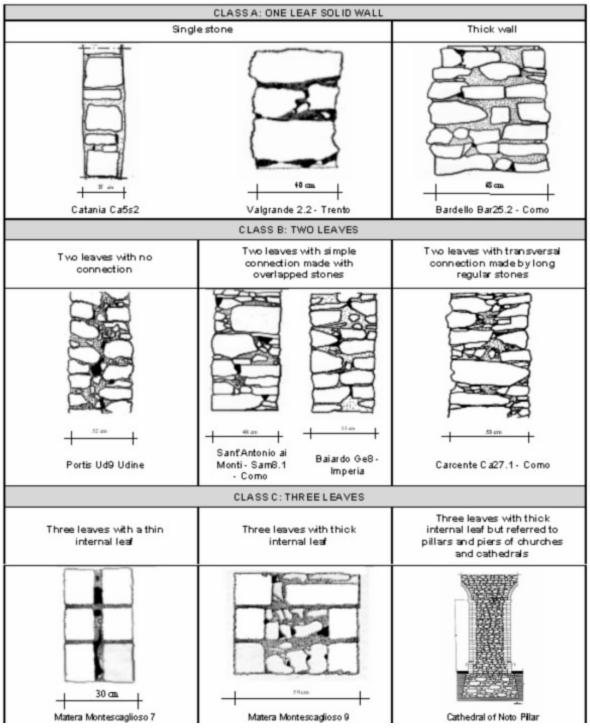



Fig. I.4 Fiche de relevé de murs, d'après (Binda *et al.*, 2006) : les différents types de murs rencontrés dans notre étude.

Les critères retenus sont la disposition des lits, la superposition des joints verticaux, l'homogénéité de la dimension des pierres et la présence de liaisons transversales. Le nombre de couches et le type de contraintes entre elles est capital pour formuler des hypothèses sur le comportement de ces murs. Les édifices étudiés ici sont constitués uniquement de blocage ou d'appareillages irréguliers, à l'exception de quelques chaînages d'angles.

On trouve des *murs monocouches* dans les plus petites chapelles. La taille et le type des pierres peuvent être très variés. En fonction de leur qualité et de celle du mortier, les angles sont parfois renforcés par un appareillage plus régulier. D'après Boscotrecase et Picarreta (2006), un mur dont l'épaisseur est supérieure à 60cm est *multi-couches*, spécialement dans le type d'architecture vernaculaire qui nous intéresse. Dans les *murs bi-couches*, les deux couches peuvent soit ne pas être connectées, soit être connectées grâce à des pierres irrégulières dépassant la moitié de l'épaisseur du mur, ou des pierres régulières de longueur correspondant à l'épaisseur du mur. Les *murs tri-couches* sont composés d'une couche interne de remplissage et de deux couches extérieures, de facture et d'épaisseurs variées. La connexion entre les différentes couches est assurée par la friction dans les joints et par des éléments des couches externes imbriqués dans la couche interne, mais très rarement par des éléments traversants. En fonction du mode de construction, la couche interne peut être :
- une couche fine de simple remplissage. La concentration de vide est très élevée et s'il n'y a pas de liaison particulière entre les couches, la résistance en compression est mauvaise.
- une couche de maçonnerie avec plus de mortier et de petits éléments, reliée ou non aux autres couches. Ce sont souvent les murs multi-couches les plus résistants.
- un remplissage épais. La résistance du mur dépend alors de la hauteur de mur monté entre chaque remplissage et de la qualité de celui-ci. Les couches externes sont des parements.

Les études systématiques pour déterminer les caractéristiques de la maçonnerie ancienne non appareillée sont bien moins nombreuses que celles concernant les maçonneries appareillées (Demir et Ilki, 2014), plus délicates (Porto *et al.*, 2003), souvent limitées à des cas précis de mise en œuvre, et visent toujours à tester des solutions de renforcement. Nous présenterons donc ici brièvement les matériaux et le comportement de la maçonnerie en général, à partir de travaux non spécifiques aux MH. En effet la plupart des études structurelles s'appuient sur l'hypothèse

du comportement de la maçonnerie ancienne comparable à celui d'une maçonnerie moderne quoique dégradé (Abruzzese *et al.*, 2010, 2009; Mola et Vitaliani, 1997). En section I.2.2, nous exposerons les conclusions d'études expérimentales plus spécifiques pour apporter des précisions sur les modes de ruine spécifiques aux murs multi-couches et aux bâtiments anciens maçonnés.

### b.3 Description des matériaux

- *Les éléments*

Le comportement mécanique des éléments est de type fragile ou quasi-fragile ce qui suppose en première approche une rupture brutale du matériau. Il est souvent possible de mesurer leurs caractéristiques d'élasticité linéaire et leur résistance en traction-compression, à partir des mêmes tests que pour le béton, comme le font Cardani et Meda (1999) pour des marbres. Les normes de construction se basent souvent sur la résistance en compression car la maçonnerie se trouve essentiellement en structures porteuses. La résistance en traction est essentiellement utilisée pour évaluer la résistance à la flexion du mur. En effet les éléments sont rarement sollicités directement en traction, mais plutôt en flexion suite par exemple à des tassements différentiels dans la structure. Acary (2001) souligne que leur résistance en compression est considérablement plus importante que leur résistance en traction, limitée à des valeurs faibles.

- *Les joints*

Les joints vifs constituent un cas à part, traité notamment par Armand *et al.* (1997) qui proposent plusieurs essais de qualification. Dans les autres cas, le mortier est le liant habituel entre les éléments. Il est constitué d'un granulat, d'un liant et d'eau. Ce sont le séchage et les liaisons physico-chimiques qui se produisent dans le liant qui assurent la cohésion du mortier. Ses propriétés mécaniques dépendent d'un grand nombre de paramètres dont le dosage de ses différents éléments constitutifs, leur durcissement et leur mise en œuvre.

- le *granulat* : on utilise traditionnellement du sable, inerte dans la réaction chimique. Sa granulométrie conditionne l'homogénéité et la compacité du mortier une fois durci.

- le *liant* : Le mortier traditionnel des édifices anciens est constitué à la base de chaux grasse, obtenue par extinction de la chaux vive. Ces mortiers à base de chaux possèdent généralement une très bonne plasticité mais une résistance mécanique faible. Leurs propriétés mécaniques dépendent énormément de leur mise en œuvre, notamment le temps de prise. Le type d'éléments et leur état de surface sont déterminants dans la qualité finale du mortier. Dans les blocages anciens, le liant le plus courant est constitué de terre argileuse. Ce mortier est aisément identifiable car il s'effrite et présente une mauvaise résistance dans le temps.

Deux types de tests permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques du mortier. Le test sur *le mortier seul* est intéressant pour les maçonneries de blocage où aucun lit de joint n'est défini, que l'on peut considérer comme homogène à échelle macroscopique. On définit ainsi les caractéristiques élastiques et les résistances en traction-compression. Dans un appareillage assisé, les facteurs géométriques du joint prennent de l'importance. Des tests sur de *petits assemblages* permettent alors de mesurer les résistances propres de chaque matériau, l'adhérence entre les phases, les effets de bord. Le joint est caractérisé comme une interface par son comportement normal en traction et compression et son comportement tangentiel en cisaillement.

### b.4 Description du comportement global de la maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite, dont le comportement orthotrope est dû à la position des éléments et du mortier et à leurs propriétés élastiques différentes. Les joints de mortier constituent des plans de faiblesse, ce qui explique que le comportement global d'une maçonnerie soit très dépendant de l'existence et de l'orientation de ces joints. Les travaux de Armand *et al.* (1997) sur les maçonneries et mortiers anciens et de Drysdale *et al.* (1979) et Page (1978, 1981, 1983) sur les maçonneries en général, ont permis de dégager les grandes lignes suivantes :

**- En compression** (Figure I.5) :

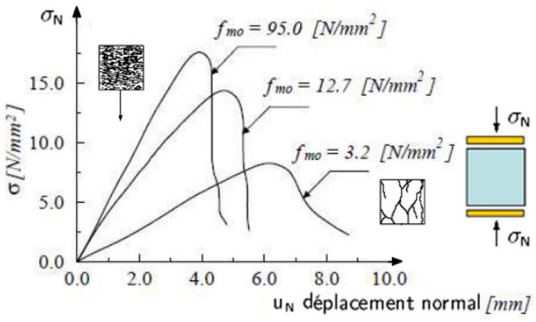



Fig. I.5 Essai de compression uniaxiale sur un prisme de maçonnerie, d'après Wesche et Ilantzis (1980)

**- En traction** (Figure I.6) :

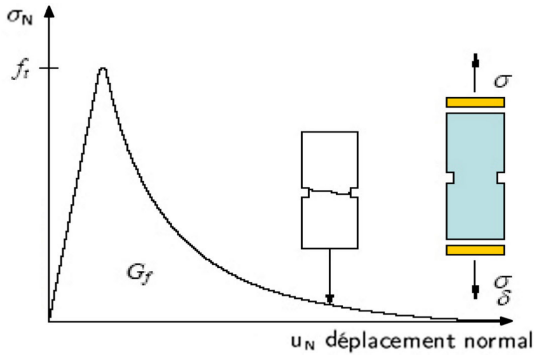



Fig. I.6 Comportement normal en traction directe d'un joint de mortier, d'après Backes (1985)

**- En cisaillement** (figure I.7) :

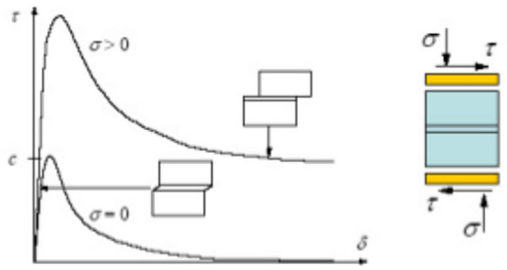



Fig. I.7 Comportement en cisaillement d'un joint de mortier, d'après Acary (2001); Pelà (2008)

Le comportement en compression est étudié par un essai en compression simple perpendiculaire aux plans de joints. Dans les maçonneries anciennes, les éléments sont généralement plus raides que le mortier. Hilsdorf (1969) montre que cette différence de propriétés élastiques est génératrice de fissures. Binda *et al.* (1988) ont ainsi montré que la résistance en compression du mortier influençait fortement celle de l'échantillon. La compression uniaxiale de la maçonnerie induit un état de compression triaxiale dans le mortier et de compression et de traction biaxiales dans les éléments. Mann et Betzler (1994) montrent que les éléments confinent le mortier, engendrant des fissures verticales jusqu'à rupture dont la fragilité est proportionnelle à la vitesse de chargement. Page (1981, 1983) souligne l'importance de la nature des éléments et de l'inclinaison des joints qui contrôle le faciès de fissuration.

Dans la maçonnerie de blocage où la résistance à la traction des éléments est généralement plus forte que l'adhérence entre ces derniers et le mortier, la rupture en traction est provoquée le plus souvent par un glissement et une perte d'adhérence dans les joints. Backes (1985) montre que la maçonnerie présente alors le comportement caractéristique des géo-matériaux, avec une première phase élastique et une phase d'adoucissement rapide. La rupture est précédée de micro-décohésions puis de coalescence et enfin de macro-fissures (Cf fig I.6 a). Si la décharge est faite avant rupture, les caractéristiques élastiques sont très dégradées et les déformations résiduelles faibles. Abdou *et al.* (2006) montrent que si des blocs de faible résistance sont utilisés avec un mortier de bonne qualité, la ruine intervient par rupture en traction des blocs (Cf fig I.6 b).

Le comportement en cisaillement est fragile. Selon Hofmann et Stockl (1986), la rigidité en cisaillement dépend des contraintes tangentielle et normale expérimentales : le confinement augmente la résistance à cause du comportement frictionnel de la maçonnerie en cisaillement. Atkinson *et al.* (1989) montrent que sous chargement cyclique, le joint s'accommode : la contrainte de cisaillement résiduelle reste proportionnelle à la pression normale indépendamment du nombre de cycles. La cohésion tangentielle et la contrainte résiduelle suivent le critère de Mohr-Coulomb (van der Pluijm, 1998).

**- Comportement adoucissant** :
L'adoucissement est une diminution progressive de la résistance du matériau soumis à une déformation croissante. Cette caractéristique des matériaux quasi-fragiles est due à une augmentation progressive de la fissuration interne à cause de leur hétérogénéité et de la présence de différentes phases ou de défauts. Avant le chargement, le mortier est fissuré à cause du séchage et de la présence des granulats, et les pierres sont parfois effeuillées. Initialement ces microfissures sont stables et ne se multiplient qu'avec l'augmentation du chargement. Mais autour de la charge critique, la fissuration s'accélère et des macrofissures de nature instable apparaissent.

L'anisotropie et l'hétérogénéité d'une maçonnerie ont donc une influence considérable sur le comportement mécanique de la maçonnerie étudiée. Sa caractérisation dépend énormément de l'échelle d'étude. A l'échelle mésoscopique, le blocage et les appareillages irréguliers sont plus homogènes et isotropes que les appareillages très réguliers où les joints forment des directions de fissuration privilégiées. De plus, la maçonnerie dans les monuments anciens est souvent encore plus hétérogène que celle des bâtiments neufs, difficulté supplémentaire. En effet appareillage et blocage y sont souvent imbriqués et des ajouts ou réparations ont été faits au fil du temps, utilisant des matériaux de base variés. Mais prise à une échelle suffisante, même la maçonnerie appareillée peut être considérée comme homogène (Drysdale *et al.*, 1994; Hendry, 1990).

### c Techniques d'investigation en vue d'un diagnostic structurel

La maçonnerie est donc un matériau complexe, d'autant plus difficile à caractériser qu'il est ancien. Pour répondre aux interrogations soulevées en partie I.1.3.a, les techniques et procédures d'investigations se sont multipliées, dont nous donnerons ici les grandes caractéristiques pour éclairer nos relevés présentés au chapitre II. Elles concernent de nombreux points et sont de plus en plus performantes, mais procurent des informations qui restent très localisées. Leur échantillonnage doit donc être à la fois dense pour être représentatif tout en restant non-destructif et acceptable pour un bâti protégé. La figure I.8 recense les tests disponibles et leur utilisation pour l'analyse structurelle. La caractérisation d'un édifice en maçonnerie passe par différentes

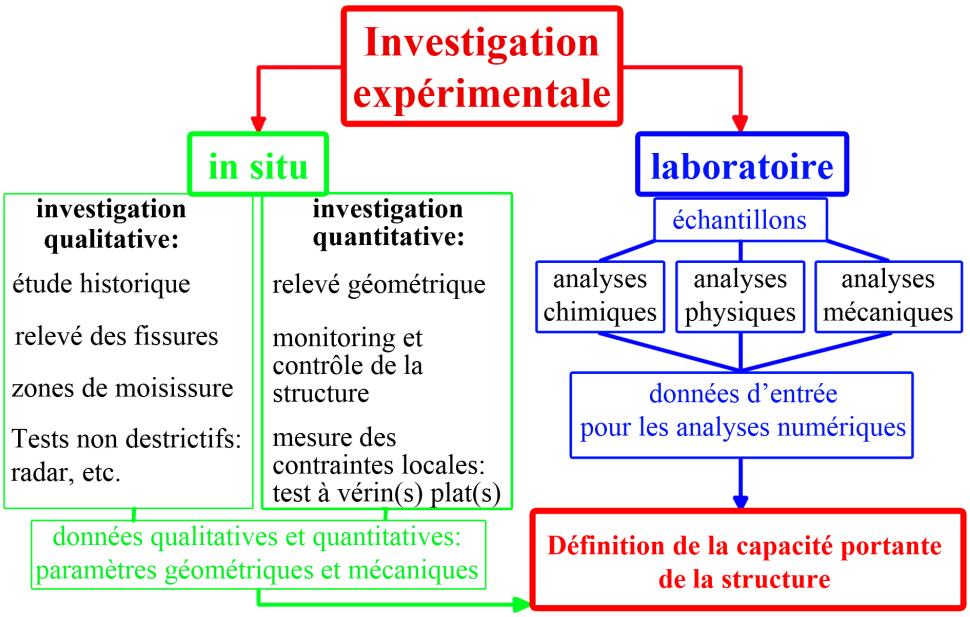
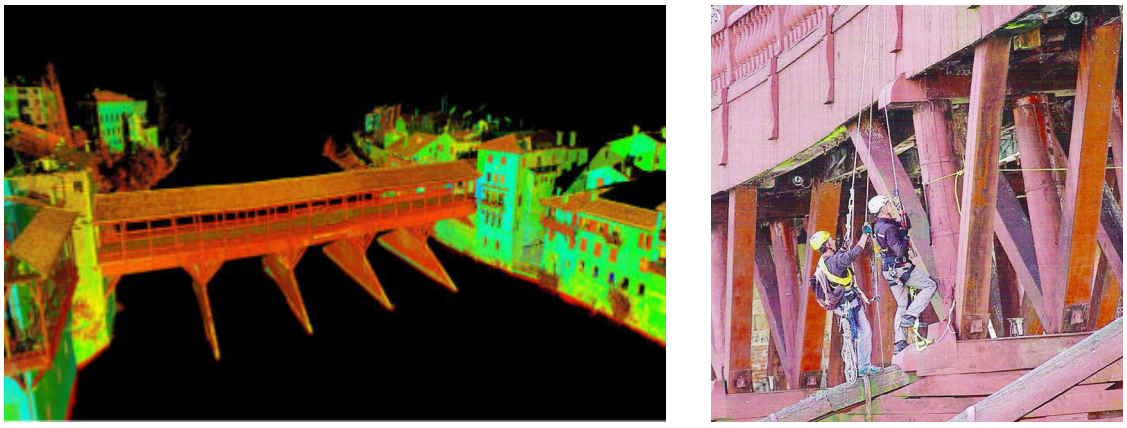



Fig. I.8 Tests et procédures en vue d'un diagnostic structurel.

phases, (1) enquête sur l'histoire du bâtiment, (2) description de la géométrie et des matériaux de la structure, (3) description et définition de causes possibles pour l'état d'endommagement de la structure, (4) caractérisation des propriétés des matériaux constitutifs. Celles-ci doivent permettre de définir le système structurel étudié de la façon la plus complète et la plus détaillée possible. Dans le cas de maçonneries neuves, les codes de bonne pratique proposent des lois permettant d'évaluer les caractéristiques de la maçonnerie en fonction de celles de ses composants. Mais le problème est beaucoup plus complexe dans le cas de la maçonnerie d'un bâtiment classé, puisque comme on l'a dit, elle est encore plus hétérogène.

### c.1 Relevés de la géométrie et des faciès de fissuration.

On détaille d'abord la géométrie afin d'identifier les points où concentrer les études ultérieures, technique que nous utiliserons à plusieurs échelles en section II.2.2. Des relevés détaillés des fissures aident à comprendre le fonctionnement de la structure. La connaissance de son histoire permet d'expliquer certaines observations, comme le montrent Binda *et al.* (2000a) pour la Villa Crivelli à Inverigo, Italie. Cette étape permet aussi de faire un diagnostic sanitaire de la structure : moisissures, champignons, état de la charpente etc. Le relevé par laser scanner et la photogrammétrie sont des outils très bien adaptés à la géométrie complexe des monuments anciens. Cette dernière et l'usage que nous en avons fait seront détaillés en section III.1. La figure I.9 présente le relevé au laser du Ponte Vecchio à Bassano del Grappa et des cordistes en train de l'inspecter, deux étapes préliminaires indispensables à un diagnostic structurel fiable.



a) b)

Fig. I.9 Ponte Vecchio, Bassano del Grappa, Italie. a) Relevé au laser-scanner. b) Cordistes inspectant les piles. Foppoli (2015)

### c.2 Tests in situ non ou peu invasifs.

- *Les essais non destructifs* reposent en général sur la mesure des variations de l'intensité ou de la vitesse de propagation d'un signal à travers le matériau. Ils fournissent des informations sur les caractéristiques des zones traversées. Par exemple les mesures radar, utilisant des ondes électromagnétiques à haute fréquence, permettent d'identifier la répartition de matériaux présentant des constantes diélectriques différentes. D'autres tests s'appuient sur des grandeurs mécaniques, comme le scléromètre qui mesure le rebond d'une masse sur le béton et le corrèle à la résistance à la compression de celui-ci. Ces tests peu coûteux, ne laissant aucune trace sur la structure, peuvent être réalisés de manière extensive. Mais ils fournissent généralement des valeurs qualitatives qui doivent être validées par un autre moyen. De plus certains tests, comme

les mesures thermographiques, fournissent des informations limitées à la partie superficielle des structures mesurées.

- *Les essais peu invasifs* regroupent essentiellement les tests par endoscopie, les tests à vérins plats et les tests de dureté, pénétrabilité et pull-out. Le carottage fournit des informations qualitatives essentielles pour déterminer la mise en œuvre (murs multicouches) ou la forme des fondations. L'endoscopie permet de compléter ces informations, même si après le perçage le matériau a parfois bouché des cavités existantes (Indirli *et al.*, 2006). Les essais dilatométriques servent à caractériser des murs dont le noyau interne est différent du revêtement extérieur. Les tests à vérins plats simple ou doubles permettent de déterminer le niveau de contrainte, la déformabilité et la résistance de la maçonnerie selon le procédé illustré en figure I.10 (Rossi, 1982). Ces tests codifiés sont fondamentaux pour distinguer les différents types de maçonnerie utilisés (ASTM, 1991a,b). Toutefois ils peuvent être inefficaces sur des bâtiments de faible hauteur aux contraintes moins contrastées (Nobile *et al.*, 2009). Des recherches visent à les améliorer pour les adapter aux maçonneries irrégulières (Ramos et Sharafi, 2010). Les tests peu invasifs laissent des traces plus ou moins importantes. Pour cette raison, ils ne peuvent être utilisés sur des surfaces dont l'intégrité doit être maintenue : revêtements fins, fresques ou mosaïques. Ils ont généralement un coût plus élevé que les tests non-destructifs et sont donc réalisés en plus petit nombre. Ils peuvent cependant fournir directement des valeurs mécaniques plus pertinentes, qui permettent d'extrapoler les résultats des tests non destructifs à l'ensemble de la structure.

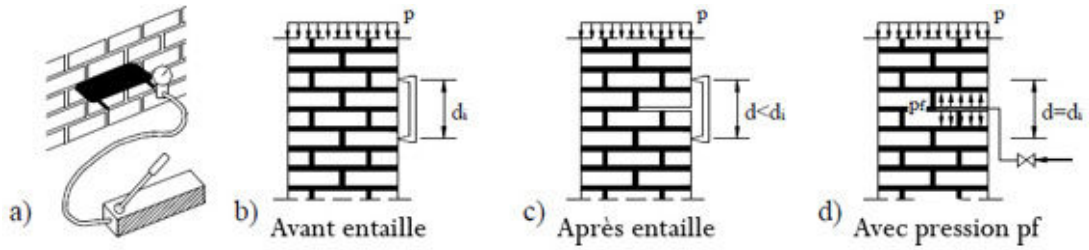



Fig. I.10 Étapes et principe d'un test à vérin plat, d'après Stablon (2011).

### c.3 Tests en laboratoire.

Principalement effectués sur des échantillons sains et endommagés prélevés sur la structure, ils visent à déterminer les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des matériaux de la structure étudiée. Ils sont essentiels quand des parties de la structure doivent être remplacées, afin de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie de substitution. On trouve des *essais mécaniques* (essais de compression et de traction indirecte, essais de dureté (AFNOR, 1973, 2001, 2005, 2007) et des *essais physiques*. L'absorption d'eau par immersion totale ou par remontée capillaire permet d'évaluer la durabilité des matériaux et les traitements de surface, tandis que les mesures de diffraction aux rayons X permettent de détecter le type de sels trouvé à l'intérieur ou sur la surface d'une maçonnerie endommagée. Les *essais chimiques* menés sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs de la maçonnerie permettent de détecter la présence et la quantité de sulfate alcalin (Stablon, 2011). L'*analyse optique et minéralogique* permet de déterminer s'il y a détérioration, ses causes et la présence de sels. Les observations pétrographiques sur lames minces peuvent permettre de déterminer la distribution de la taille des pores du matériau, la taille et la distribution des agrégats, l'origine géographique des argiles et des pierres ou la température de cuisson des briques. Elsen (2006) et Middendorf *et al.* (2005) proposent des descriptions détaillées de l'état de l'art de ces différentes techniques. Ces tests fournissent des résultats précis. Mais de nature destructive, ils sont forcément en nombre limité. Les informations restent de plus très ponctuelles.

#### c.4 Auscultation de la structure par instrumentation.

L'auscultation de surveillance permet un suivi en continu de l'évolution de certaines dégradations de la structure. Les inclinomètres permettent de vérifier les mouvements des sols environnants. Les piézomètres permettent de relever les niveaux d'eau autour de l'ouvrage considéré. Ces deux instruments sont souvent employés ensemble afin de caractériser le sol environnant et les interactions possibles sol/structure. Les fissuromètres permettent de caractériser l'ouverture des fissures. L'instrumentation vibratoire permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, ponctuellement ou sur le long terme. Les techniques que nous avons utilisées seront détaillées dans la section IV.1.

Les quelques tests exposés ici apportent des réponses partielles et très localisées, de précisions et de fiabilités variées. De plus des difficultés techniques sur place entravent souvent leur bonne réalisation et nuisent à la qualité des résultats. D'autre part la réalisation de tests en laboratoire visant à reproduire des situations réelles est délicate puisque les techniques de construction et les matériaux ont changé depuis la construction du bâtiment étudié. Enfin, l'extrapolation des caractéristiques de résistance et de déformabilité de la maçonnerie à l'échelle d'une structure à partir de la résistance, du module d'Young et du coefficient de Poisson de ses composants n'est pas toujours pertinente. Pour ces raisons, il faut trouver un équilibre entre le respect du bâtiment et la connaissance visée impliquant une multiplication des tests. Dans la plupart des cas, croiser les résultats de tests variés pour obtenir des caractéristiques suffisamment fiables est une approche nécessaire.

## I.2 Vulnérabilité sismique des Monuments Historiques en maçonnerie

### I.2.1 Contexte réglementaire

#### a Zonage sismique français et classification d'ouvrages

Depuis 1969, il existe en France des recommandations parasismiques, devenues réglementation en 1995 (PS92), modifiées en fonction de la connaissance des mouvements de sol et des techniques de construction. En 2010, les décrets n° 2010-1255 et n° 2010-1254 ont défini de nouvelles dénominations de zones sismiques et de catégories de bâtiments ainsi qu'un nouveau découpage géographique de ces zones. Ces changements ont durci la législation, en terme de sismicité de référence mais surtout de mise en œuvre, qui reste cependant inadaptée aux MH.

La réglementation définit les *ouvrages à risque normal** (ORN) comme les bâtiments "pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat". Les ouvrages à risques spéciaux font l'objet d'une réglementation parasismique particulière que l'on ne traitera pas ici. Les ORN sont classés en 4 catégories d'importance croissante, de la catégorie I présentant un faible enjeu à la catégorie IV qui regroupe les structures indispensables à la gestion de crise. Le tableau I.1 résume les caractéristiques des catégories d'importance. Pour les bâtiments existants, la catégorie à prendre en compte est déterminée après travaux ou changement de destination. Les bâtiments qui nous intéressent sont des ERP qui peuvent être classés en catégories II, III ou IV. Nous verrons en section I.2.1.b l'importance de ce choix en terme de sollicitation sismique réglementaire.

L'ancien zonage sismique était fondé sur l'évaluation statistico-déterministe de l'aléa à partir de données sismologiques antérieures à 1984. De nouvelles données en sismicité instrumentale et historique (Base SISFrance, www.sisfrance.net) et une meilleure connaissance des failles actives ont permis d'améliorer la connaissance de la sismicité historique. Le territoire national est maintenant divisé suivant une approche probabiliste en cinq zones de sismicité croissante, illustrées en figure I.11. Dans la zone (1) de sismicité très faible, il n'y a pas de prescription

| Cat. | Description |
|---|---|
| **I** | Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée. |
| **II** | Habitations individuelles<br>ERP de catégories 4 et 5<br>Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m<br>Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h < 28$m, max. 300 pers<br>Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes<br>Parcs de stationnement ouverts au public |
| **III** | ERP de catégories 1, 2 et 3<br>Habitations collectives et bureaux, $h > 28$m<br>Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes<br>Établissements sanitaires et sociaux<br>Centres de production collective d'énergie<br>Établissements scolaires |
| **IV** | Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public<br>Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie<br>Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne<br>Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise<br>Centres météorologiques |

Table I.1 Nouvelles catégories d'importance de bâtiments en fonction de leur usage.

| Zone de sismicité | Niveau d'aléa | $a_g$(m/s²) |
|---|---|---|
| Zone 1 | Très faible | 0,4 |
| Zone 2 | Faible | 0,7 |
| Zone 3 | Modéré | 1,1 |
| Zone 4 | Moyen | 1,6 |
| Zone 5 | Fort | 3 |

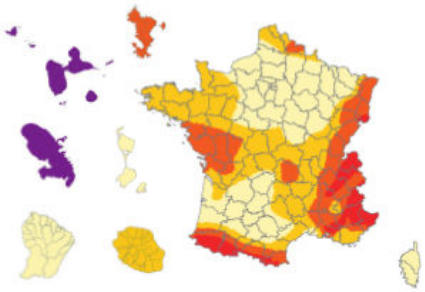


Fig. I.11 Nouveau zonage sismique français

| Cat. | Travaux | Règles |
|---|---|---|
| **II** | $> 30\%$ de SHON* créée<br>Conditions PS-MI respectées | PS-MI1 Zone 3 |
| | $> 30\%$ de SHON créée<br>$> 30\%$ de plancher supprimé à un niveau | EC8 $a_{gr} > 0{,}96\text{m/s}^2$ |
| **III** | $> 20\%$ de SHON créée<br>$> 30\%$ de plancher supprimé à un niveau | |
| **IV** | $> 20\%$ des contreventements supprimés<br>Ajout équipement lourd en toiture | |

Table I.2 Règles parasismiques pour une intervention sur de l'existant en zone 4.

parasismique particulière. Les règles de construction parasismique s'appliquent dans les quatre zones de sismicité (2) faible, (3) modérée, (4) moyenne et (5) forte. On notera que ce nouveau zonage conduit à une légère augmentation du niveau de sismicité de Chamonix à Grenoble, donc dans l'espace d'étude que nous avons choisi, qui passe de la zone de sismicité faible à la zone de sismicité maximale en France métropolitaine.

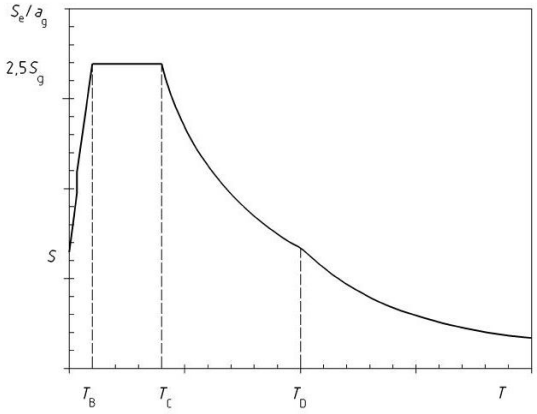
Les règles parasismiques sont applicables lorsque le bâti ancien fait l'objet de modifications importantes. Le tableau I.2 récapitule les règles parasismiques applicables à l'ensemble d'un bâtiment existant situé en zone 4, en fonction du niveau de modification envisagé. On voir que l'accélération de référence pour le bâti existant est ramenée à 60% de l'accélération utilisée pour

le bâti neuf. De plus l'ajout ou le remplacement d'éléments non structuraux dans le bâtiment doit s'effectuer conformément aux prescriptions de mise en œuvre de l'EC8. Enfin en cas d'extension, la partie neuve doit être séparée du reste du bâtiment par un joint parasismique et les règles du neuf s'appliquent sur l'extension.

À la différence des pays à plus forte sismicité, la France n'adapte pas d'avantage le code général aux édifices particuliers que sont les bâtiments anciens en maçonnerie. Mais en Italie, Magenes *et al.* (2000) ont montré au tournant des années 2000 la nécessité d'avoir des moyens de calculs et des codes d'intervention spécialement adaptés aux édifices anciens. Jusqu'à ce tournant, les codes étaient focalisés sur la transformation de la structure pour qu'elle soit en parfaite adéquation avec les sollicitations prévues ("seismic adequacy"). Le nouveau code italien a modifié ce concept pour lui substituer celui d'amélioration de la structure, plus compatible avec le respect dû aux édifices protégés LLPP (2008, 2009); PCM (2003, 2005).
Grâce à des études post-sismiques systématiques, le comportement réel de ces structures a pu être mieux appréhendé. Ces études ont permis de construire des abaques décrivant les dommages les plus courants en fonction du type de structure traité. On reviendra sur la partie de ce code spécifique aux églises et grandes halles sans plancher dans les sections I.3.1 et I.4.3.b.

### b Spectres de réponse élastique, Eurocode8 (2004)

L'Eurocode8 (2004) impose que le dimensionnement des structures respecte des accélérations sismiques de calcul définies par la forme de leur spectre de réponse en accélération. La forme du spectre élastique en accélération horizontal $Se(T)$ (Cf. Fig I.12), correspondant au mouvement dû à un séisme en un point donné de la surface du sol, est définie dans l'Eurocode8 (2004) par les expressions suivantes, une par portion de la courbe :




$$0 \leq T \leq T_B : \; Se(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B}(2{,}5\eta - 1)\right]$$
$$T_B \leq T \leq T_C : \; Se(T) = 2{,}5 a_g S \eta$$
$$T_C \leq T \leq T_D : \; Se(T) = 2{,}5 a_g S \eta \frac{T_C}{T}$$
$$T_D \leq T \leq 4s : \; Se(T) = 2{,}5 a_g S \eta \frac{T_C T_D}{T^2}$$

Fig. I.12 Caractéristiques des spectres réglementaires selon l'Eurocode8 (2004).

Les paramètres, représentés sur la figure I.12, sont :
- *l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de site rocheux*, notée $a_{gR}$. On s'intéresse à des bâtiments situés en zone 4, où $a_{gr} = 1{,}6\text{m/s}^2$.
- *l'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux*, notée $a_g$. $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ avec $\gamma_1$ le coefficient d'importance du bâtiment étudié. Il dépend de sa catégorie d'importance et vaut 1 pour la catégorie I, 1,2 pour la III et 1,4 pour la III. On voit donc bien que dans les exemples cités en section I.1.2 de MH transformés en hôtel, la question de la mise aux normes est délicate puisque la catégorie conditionne $\gamma_i$ qui module l'action sismique de référence.
- *La nature du sol*, par l'intermédiaire du paramètre $S$ dont les valeurs dépendent des classes de sol. Ces dernières sont définies en fonction de la célérité moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres $V_{S,30}$. La classe de sol A correspond au sols les plus durs, tels que les

| **Classe de sol** | $V_{S,30}$(m) | $S$ | $T_B$ **(s)** | $T_C$ **(s)** | $T_D$ **(s)** |
|---|---|---|---|---|---|
| A | $> 800$ | 1,00 | 0,03 | 0,20 | 2,50 |
| B | $360 - 800$ | 1,35 | 0,05 | 0,25 | 2,50 |
| C | $180 - 360$ | 1,50 | 0,06 | 0,40 | 2,00 |
| D | $< 180$ | 1,60 | 0,10 | 0,60 | 1,50 |
| E | | 1,80 | 0,08 | 0,45 | 1,25 |

Table I.3 Valeurs de $V_{S,30}$, $T_B$, $T_C$ et $T_D$ en fonction de la classe de sol pour les zones 1 à 4, (Eurocode8, 2004)

rochers, la classe B aux dépôts de sables très denses, graviers ou argiles très raides, la classe C aux dépôts de sables denses ou moyennement denses, de graviers ou d'argiles molles à fermes et la classe D aux dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne ou d'argiles molles à fermes. La classe E est caractérisée par un profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions de classe C ou D d'une épaisseur comprise entre 5 et environ 20 m reposant sur un matériau de classe A.
- *Les valeurs de $T_B$, $T_C$ et $T_D$* qui sont respectivement la limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante et la valeur de début de la branche à déplacement spectral constant. Leurs valeurs dépendent de la classe de sol.
Les valeurs de $V_{S,30}$, $T_B$, $T_C$ et $T_D$ en fonction de la classe de sol pour les zones 1 à 4 sont données dans le tableau I.3.
- *un coefficient d'amortissement $\eta$.*

Dans la direction verticale et pour la zone 4, les paramètres des spectres de réponse élastique sont les suivants : $a_{vg}/a_g = 0{,}9$ avec $a_{vg}$ l'accélération verticale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux, $T_B(\text{s}) = 0{,}03$ ; $T_C(\text{s}) = 0{,}20$ ; $T_D(\text{s}) = 2{,}5$.

### c Objectifs de préservation : Niveau de performance et de dommage

Pour les diagnostics structurels sous séismes d'édifices existants, les codes de calculs utilisent une approche par *niveau de performance* et *niveau de dommage*. Cela consiste à déterminer si la construction est capable d'atteindre un niveau de performance avec un certain niveau de dommage sous une demande sismique donnée, définie en terme de période de retour (PR). Pour le bâti existant ordinaire, l'Eurocode8 (2004) se réfère à trois niveaux de dommages qui diffèrent de ceux utilisés pour les bâtiments neufs :
- *proche de la ruine*, séisme de PR 2475 ans (probabilité d'occurrence : 2% en 50 ans)
- *dommages significatifs*, séisme de PR 475 ans (probabilité d'occurrence : 10% en 50 ans)
- *dommages limités*, séisme de PR 225 ans (probabilité d'occurrence : 20% en 50 ans)

Les spécialistes insistent sur la pertinence de ce type d'approche pour le patrimoine, comme souligné dans le projet Perpetuate (Lagomarsino et Cattari, 2015). Cependant des niveaux de performance adaptés aux MH ne devraient pas considérer uniquement l'utilisation de la structure et la sauvegarde des vies humaines, mais aussi la préservation de la valeur architecturale et artistique de la structure. En effet l'application des règles du bâti courant aux MH conduit à une situation paradoxale. Certes, ce sont des ONR standards par leur mise en œuvre ou leur fréquentation. Les églises étudiées ici, de catégories II ou III, sont des structures à risques modérés, pour lesquelles le non effondrement visant à la sauvegarde de la vie humaine suffit (Eurocode8, 2004). La structure très endommagée doit être évacuée car elle peut ne pas résister à une réplique. Sa démolition est probable après un séisme fort. Pour ce genre de structures, chercher à connaître les risques réels n'est pas rentable. On procède donc à des analyses probabilistes pour évaluer les sollicitations sismiques possibles et on se limite à une compréhension globale du comportement par des analyses paramétriques, pour un coût en calcul le plus faible possible.

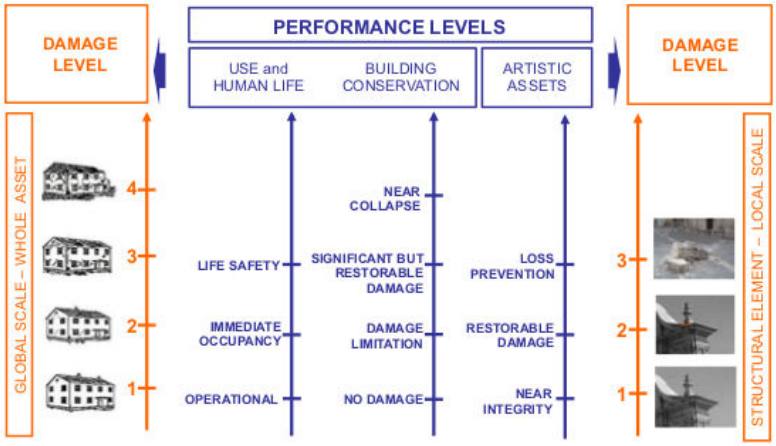



Fig. I.13 Niveaux de performances proposés par le projet PERPETUATE en relation avec les niveaux de dommage usuels (voir I.4, d'après (Abbas *et al.*, 2010))

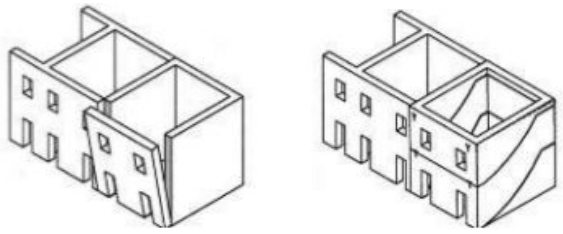
Mais les MH sont aussi des structures exceptionnelles, de catégorie IV, par le niveau de performance visé : on cherche à limiter au maximum leur endommagement. En effet tout dommage sur une structure historique est une atteinte irréparable à sa valeur patrimoniale, même si les capacités de réhabilitation s'améliorent comme le montre Croci (2010) pour la réhabilitation de la basilique Saint-François d'Assise après le séisme de 1997. Dans ce cas, la fonctionnalité est requise ou a minima des dommages limités. Les dommages structuraux et non structuraux ne doivent pas compromettre le fonctionnement ou rendre la construction impropre à sa destination. Pour ces structures à risques, habituellement ponts ou barrages, on procède normalement à des instrumentations régulières et à des analyses déterministes pour calculer les risques réels. L'analyse globale est complétée d'analyses locales afin d'atteindre la connaissance structurelle optimale. Les coûts d'études sont donc impensables pour des MH en grand nombre.

Le volet "Classification of the cultural heritage assets, description of the target performances and identification of damage measures" du projet Perpetuate propose de définir des niveaux de performance adaptés aux MH en considérant trois cibles différentes : l'usage et les occupants, la préservation du bâtiments et la conservation des biens artistiques (Abbas *et al.*, 2010). Comme illustré en figure I.13, 3 ou 4 niveaux de performance sont définis pour chaque cible, en relation avec les niveaux de dommages des méthode courantes basées sur l'observation, comme expliqué en section I.4. Des modèles non linéaires de types structurels ou d'une structure particulière permettent d'établir des niveaux de dommages, mesurés en terme de déplacement, et leur probabilité grâce à des courbes de fragilités (Cf section I.4). (Cattari *et al.*, 2012) définissent des correspondances entre les niveaux de dommage et de performances. Grâce aux corrélations directes entre les différentes échelles, on peut par exemple dire que le niveau U3 ou "life safety" est atteint si le critère de dommage pour le niveau D3 n'est pas dépassé. Le niveau de performance total du bâtiment dépend des probabilités d'occurrence de chaque niveau de dommage. Le niveau de performance "near collapse" correspond ainsi à une probabilité de 15% de dépasser le niveau de dommage D4.

Il y a donc un profond décalage entre d'une part les caractéristiques structurelles des ouvrages anciens, la connaissance que l'on en a et les moyens disponibles, et d'autre part les niveaux de performance et de dommages que l'on souhaiterait les voir respecter. Les MH requièrent idéalement des études poussées comme les bâtiments exceptionnels puisque les niveaux de performance les plus adaptés reposent sur des études non linéaires. Or nous avons montré en section I.1.3 que les structures anciennes étaient très délicates à caractériser.

### I.2.2 Effets des sollicitations sismiques sur les églises et chapelles maçonnées

De nombreuses enquêtes post-sismiques ont été effectuées dans des zones où les édifices anciens en maçonnerie sont nombreux (Doglioni *et al.*, 1994; Lagomarsino *et al.*, 1997). Elles ont permis de corréler la vulnérabilité de ces structures à des modes de ruine locaux associés à deux mécanismes fondamentaux, illustrés en figure I.14. Giuffrè et Carocci (1993) montrent que le mécanisme le plus fréquent apparaît quand une paroi est sollicitée perpendiculairement à son plan. Le second mode intervient quand le mur est sollicité dans son plan. D'Ayala et Speranza (2003) décrivent et expliquent ces mécanismes dans des édifices anciens ordinaires.



a) b)

Fig. I.14 Mécanismes de ruine (Carocci, 2001). a) Sollicitations hors plan. b) Sollicitations dans le plan des murs orthogonaux à cause des tirants visibles en façade.

Le séisme de l'Ombrie-Marche en 1997 a endommagé plus de 1200 églises, soulignant l'extrême vulnérabilité de ces édifices face aux séismes. En effet, ils présentent de grands espaces sans murs transversaux, des éléments élancés, des voûtes de grande portée, des arcs et des dômes aux poussées souvent mal contrebalancées, et sont caractérisées par une absence quasi systématique de connexion horizontale. Lagomarsino et Podesta (1999) montrent que même des séismes relativement modérés peuvent causer des dommages conséquents. Des experts italiens tels que Doglioni *et al.* (1994) et Giuffrè et Carocci (1993) ont donc proposé de décrire les églises comme des assemblages de macro-éléments. Doglioni les décrit comme *une portion de l'édifice, homogène d'un point de vue structurel, coïncidant ou non avec des zones architectoniques ou fonctionnelles*. Ils présentent chacun un comportement et une vulnérabilité spécifiques, et ne doivent pas être confondus avec le macro-élément utilisé en modélisation numérique, système à un degré de liberté représentant un système entier. Cette décomposition en sous-structures est généralisable à de nombreux édifices et permet de mieux décrire les mécanismes de dommages qu'en essayant de décrire le comportement général de chaque structure. Plusieurs mécanismes locaux de ruine sont souvent impliqués. Ces macro-éléments sont repérables par les séries de fissures qui soulignent leurs interfaces. Le code italien concernant ces édifices est basé sur les travaux de Lagomarsino *et al.* (1997); Lagomarsino (1998) pour les premières versions, puis Lagomarsino et Podesta (2004). Papa et Pasquale (2013) recensent neuf macro-éléments (façades, nef, transept*, arc triomphal*, coupole, abside, couverture, chapelles et édifices élancés) associés à 28 mécanismes de ruines.

Nous avons regroupé les principaux mécanismes de ruine adaptés à notre étude par type de sollicitations. Les illustrations des dommages les plus sévères sont essentiellement tirées de ce code car les églises étudiées ici n'ont pas subi récemment de séisme destructeur. Nous avons illustré les premiers stades d'endommagement par des édifices du patrimoine étudié. Les macro-éléments et les mécanismes de ruines associés nous serviront au chapitre II pour définir une typologie d'ouvrages adaptée au panel et au chapitre V pour construire des courbes de fragilité.

### a Dommages dus aux mécanismes "hors plan"

Les sollicitations "hors-plan" et les mécanismes de ruine associés renversent tout ou partie du panneau sollicité. L'insuffisance des connexions entre les murs orthogonaux et entre les murs et les planchers, l'absence de tirant et de chaînage d'angles, des planchers et charpentes simplement posés facilitent ces mécanismes. On verra en I.2.3 que l'ajout de tirants métalliques pour améliorer les liaisons peut les limiter.

- **Déversement de la façade** - Figure I.15

a) b) c)

Fig. I.15 Déversement de la façade. a) Mécanisme de rotation, avec ou sans chaînage, (Papa et Pasquale, 2013). b) Détachement de la couverture et des murs orthogonaux, Santa Maria del Fossale, Gemona. c) Fissures en V sur les murs gouttereaux, Saint-Jacques de Tarentaise, Boudin, Arèches, Archives du STAP.

*Dommages* : Une charnière horizontale se forme en pied de la façade, au niveau des ouvertures ou des voûtes. Quand les liens entre la partie qui déverse et le reste de l'ouvrage sont ponctuellement efficaces, une partie du mur orthogonal peut s'effondrer. On note des fissures en V sur les murs orthogonaux, verticales au niveau de la jonction et horizontales à la charnière.
*Facteurs aggravants* : Les causes de ce mécanismes sont visibles sur la figure I.15c. En effet la chapelle de Boudin, Arèches-Beaufort, ne possède pas de tirant longitudinal, de contrefort* en façade ou de chaînage d'angle. Le campanile* de grande taille génère des charges supplémentaires.

- **Déversement des tympans*** - Figure I.16

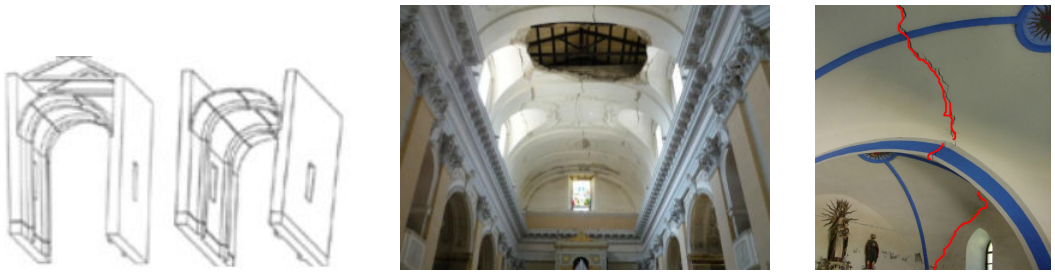
a) b) c)

Fig. I.16 Déversement du tympan. a) Mécanismes de pliage, (Papa et Pasquale, 2013). b) Effondrement complet, San Vito, L'Aquila. c) Fissures horizontales dans le chevet*, Boudin, Arèche, Archives du STAP.

*Dommages* : La charnière horizontale est située à la hauteur du haut des murs gouttereaux* qui ne rigidifient plus la partie haute des tympans. Elle peut être modifiée par de large baies.

Se forment alors une fissure verticale entre l'ouverture et le haut du tympan et deux fissures obliques jusqu'aux angles.
*Facteurs aggravants* : Le manque de liaison avec la charpente, une couverture pesante et des murs gouttereaux beaucoup plus rigides que la façade favorisent ces mécanismes, de même que la présence de grandes ouvertures comme une Rosace par exemple, placées généralement à une réduction de l'épaisseur de la maçonnerie.

- **Basculement de la nef** - Figure I.17



a) b) c)

Fig. I.17 Basculement de la nef et désolidarisation des murs et de la couverture. a) Mécanisme (Papa et Pasquale, 2013). b) Fissuration et effondrement partiel de la nef, Santa Maria dei Raccomandati, San Demetrio ne Vestini. c) ND du Mont Carmel, La Combe, Saint-Gervais.

*Dommages* : Quand les parois latérales de la nef sont sollicitées hors de leur plan, des rotules plastiques se créent entre les voûtes et les murs, provoquant la déformation des arcs et des voûtes et une perte d'aplomb des piliers. Ce mécanisme est souvent accompagné d'un glissement de la charpente (Cf mécanisme suivant). Les fissures de la chapelle de la Combe sont apparues après le séisme de 2005, rendant le bâtiment impropre à l'usage.
*Facteurs aggravants* : L'absence de tirant transversaux, un élancement important des murs, une maçonnerie en couches et des éléments qui poussent comme les arcs ou les voûtes sans être contrebalancés de façon appropriée, favorisent l'activation de ce mécanisme.

- **Poussée du toit et déversement des murs** - Figure I.18

a) b) c)

Fig. I.18 Déversement des parois latérales de la nef, du transept ou de l'abside. a) Mécanismes (Papa et Pasquale, 2013). b) Effondrement du transept sous l'action de la toiture, cathédrale de San Massimo. c) Fissures verticales au droit des ouvertures, Saint-Gervais Saint-Protais, Saint-Gervais-les-Bains.

*Dommages* : Les parois de la nef, du transept* ou de l'abside sont sollicitées hors plan et toute

la masse de la toiture se déplace, accentuant les sollicitations. La maçonnerie éclate autour des chevrons*. On note aussi une fissuration verticale au droit des ouvertures, horizontale dans les murs, se prolongeant partiellement par des fissures en V sur les façades orthogonales.
*Facteurs aggravants* : L'absence de charpente* triangulée amplifie ce mécanisme puisque même sans sollicitation dynamique, la charpente transmet alors des efforts horizontaux à la structure en maçonnerie. L'absence de chaînage d'angle, une couverture pesante et des liens trop raides favorisent aussi ce mécanisme, alors que des liens solides mais souples entre les murs et différents éléments de la toiture ou des éléments de contreventement* contribuent à réduire ce mécanisme.

#### b Dommages dus aux mécanismes "dans le plan"

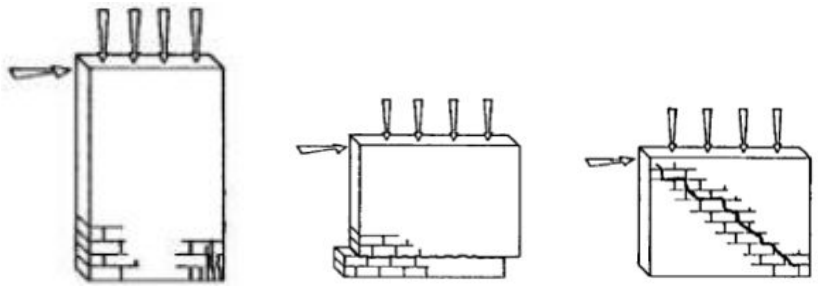



Fig. I.19 Mécanisme de ruine "dans le plan", d'après (Tomaževič, 1999). a) Comportement en flexion. b) Glissement de cisaillement. c) Cisaillement.

Les mécanismes "dans le plan" conduisent rarement seuls à la ruine. Ils se produisent quand la configuration générale de l'édifice bloque les mécanismes "hors plan", et sont de deux sortes :
- *Comportement de flexion.* Si le chargement vertical est faible comparé à la résistance en traction de la maçonnerie, le pan de mur se comporte comme un bloc rigide et *bascule* sous l'effort horizontal. Si le chargement vertical est plus important, il y a *écrasement* (Cf fig I.19a).
- *Comportement de cisaillement.* Quand des fissures dues au comportement en flexion réduisent la section résistante du mur, il peut y avoir glissement de cisaillement, le plus souvent à une des extrémités du mur, comme illustré en figure I.19b. Le mode de ruine le plus reconnaissable est celui provoquée par l'alternance de la traction et de la compression. Les fissures en X partent du milieu du mur ou des angles d'une ouverture, pour se propager vers les coins du mur (Cf Fig I.19c).

- **Sollicitation longitudinale de l'église** - Figures I.20 et I.21
*Dommages* : Les sollicitations longitudinales de l'église génèrent du cisaillement dans les murs selon le mécanisme expliqué ci dessus I.20. Dans le cas d'églises à collatéraux, elles provoquent un basculement des piliers et arc doubleaux* séparateurs. On note alors des fissures dans les arcs ou linteaux* longitudinaux, des fissures dans les voûtes des collatéraux et un écrasement de la base des piliers I.21.
*Facteurs aggravants* : Les grandes ouvertures, même rebouchées, une maçonnerie de faible épaisseur, des chaînage en béton trop rigides, des voûtes armées sur leur extrados ainsi qu'une couverture ou des voûtes trop lourdes sont à éviter. Une maçonnerie de bonne qualité, des linteaux correctement dimensionnés, des tirants longitudinaux et les contreforts* en façade contribuent à limiter ce mécanisme. Le même mécanisme se produit avec moins d'ampleur quand l'église est sollicitée transversalement. Les piliers basculent, sur une moins grande longueur, et des fissures importantes apparaissent dans l'arc triomphal*.

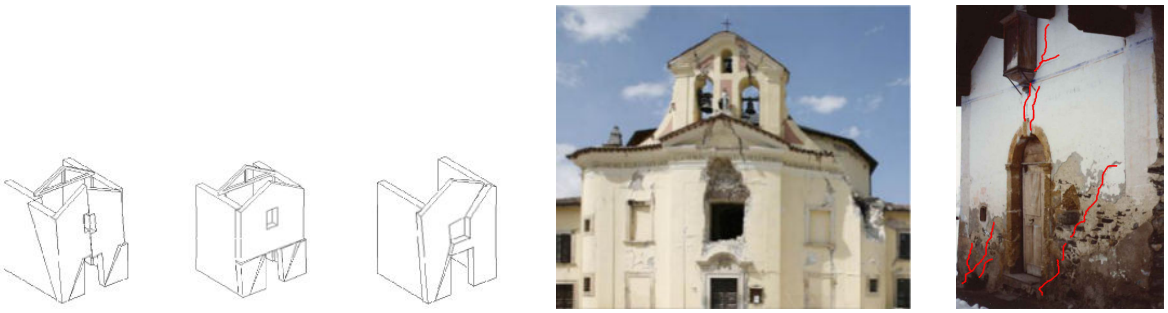
a) b) c)

Fig. I.20 Cisaillement des murs. a) Mécanismes, (Papa et Pasquale, 2013). b) Fissuration de l'église San Michele Archangelo, Bagnolo. b) Fissuration du transept avant les travaux de restauration, ND de l'Assomption, Cordon.

a) b) c)

Fig. I.21 Déséquilibre des piliers et déformation des voûtes. a) Mécanismes, (Papa et Pasquale, 2013). b) Santa Maria Assunta, Sellano. b) Voûtes des collatéraux* et de la nef principale, Saint-Jean-Baptiste, Megève.

- **Rotation de la façade dans son plan** - Figure I.22



a) b) c)

Fig. I.22 Rotation de la façade dans son plan. a) Mécanismes, (Papa et Pasquale, 2013). b) Fissuration et effondrement partiel de la façade de l'église dell'Immaculata, Paganica. c) Fissure verticale dans l'axe de la porte et fissures des panneaux latéraux, Boudin, Arèches

*Dommages* : Dans le cas d'une façade multi-couche, les différents plans se délitent et pivotent indépendamment, ce qui engendre des fissures en X. Mise en œuvre de façon plus monolithique, toute la façade pivote, ce qui cause un détachement complet de la partie haute de la façade ou une fissure verticale en son milieu, zone de faiblesse à cause des ouvertures, et une fissuration en biais dans les panneaux latéraux du portail.
*Facteurs aggravants* : Dans les deux cas, la présence de tirants orthogonaux et de bâtiments ados-

sés formant contreforts* aident au bon comportement de l'ouvrage, contrairement aux grandes ouvertures et à un élancement prononcé.

- **Perte de raideur de forme des voûtes** - Figure I.23

a) b) c)

Fig. I.23 Affaissement des voûtes. a) Mécanisme (Papa et Pasquale, 2013). b) Effondrement partiel de la nef, San Pietro Apostolo, Budrio-Corregio. c) Fissures prononcées dans les voûtes, Saint Germain, Grand-Nâves, La Léchère.

*Dommages* : Le mécanisme est activé par des mouvements différents de part et d'autre de l'espace couvert par les voûtes, nef, collatéraux* ou chœur*. Ceci génère du cisaillement dans les voûtes. Une fois fissurées, elles perdent leur forme donc la raideur associée et s'effondrent. On note des fissures au niveau des parties plus rigides, façade orthogonale ou arc triomphal* et une déconnexion des voûtes par rapport aux murs latéraux et aux arcs doubleaux.
*Facteurs aggravants* : La présence de tirants bien dimensionnés et positionnés aide au bon comportement de l'ouvrage, à l'inverse des voûtes trop fines et trop plates, des grandes ouvertures et des charges ponctuelles de toiture.

### c Dommages sur des édicules particuliers

- **Portique, auvent, narthex*** - Figure I.24

a) b) c)

Fig. I.24 Dommages sur les portiques, auvent et narthex. a) Mécanisme, (Papa et Pasquale, 2013). b) Effondrement du portique, Madonella del Lago, Santo Stefano di Sessanio. c) Auvent encastré dans la façade, fissures aux appuis, Saint Laurent, Aiton

*Dommages* : Dés que le centre de gravité de l'édicule se déplace, des fissures dans les voûtes ou le plafond, dans les entablements* et au niveaux des appuis apparaissent, suivies du détachement des façades puis du démantèlement du porche.

*Facteurs aggravants* : L'absence de tirants, des piliers présentant une rigidité insuffisante, ou des arcs ou des voûtes générant une poussée transversale trop importante activent ce mécanisme.

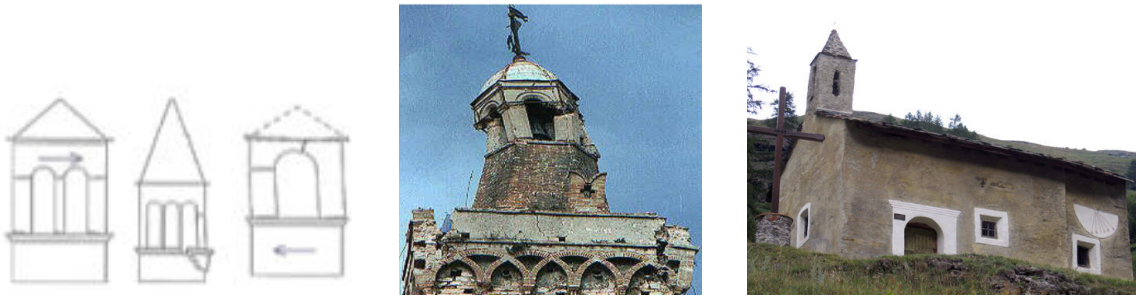
- **Coupole, tambour* et lanterne** - Figure I.25

a) b) c)

Fig. I.25 Rotation des coupoles, tambours et lanternes : rupture en cisaillement des montants et en traction des voûtes. a) Mécanismes (Papa et Pasquale, 2013). b) Effondrement du tambour, église delle Anime Sante, L'Aquila. c) Rotation du campanile*, Boudin, Arèche.

*Dommages* : Les voûtes et coupoles, situées à la jonction de sous-structures, sont particulièrement sensibles à la répartition irrégulière de raideurs dans la structure, qui génère une torsion générale, provoquant des fissures dans la coupole, la couverture du lanternon, les pendentifs et le tambour*. *Facteurs aggravants* : L'absence de cerclage et de contrefort* autour de l'édicule, une couverture pesante avec des transferts de charge ponctuels et de grandes ouvertures activent ce mécanisme.

- **Objets élancés : statues, campaniles*, croix** - Figure I.26



a) b) c)

Fig. I.26 Renversement des structures élancées peu fixées. a) Mécanisme, (Papa et Pasquale, 2013). b) Effondrement partiel, beffroi, Foligno. c) Rotation du campanile, Sainte Marie Madeleine, les Vincendières, Bessans.

*Dommages.* Un élément élancé, surtout en hauteur, ne possède pas l'assise suffisante pour résister aux accélérations, surtout si des déformations aux étages inférieurs compromettent sa stabilité. On note des déplacements permanents, une rupture des arcs et des piliers des campaniles*. *Facteurs aggravants* : Cerclages et broches de connexion limitent ce mécanisme, tandis qu'un élancement important ou la position asymétrique des éléments supports le favorisent.

- **Clocher tour** - Figure I.27

*Dommages.* Les clochers sont des éléments élancés donc très vulnérables aux séismes. Leur endommagement peut provenir de rotation (fissures en biais) dues aux rigidités différentes de

a) b) c)

Fig. I.27 Endommagement des clochers. a) Mécanisme (Sepe *et al.*, 2008). b) Flexion et rotation du clocher, San Francesco da Paola, Bagnolo in Piano . c) Clocher de Saint-Pierre-aux-liens, Epagny, après le séisme de 1996. Sa partie supérieure a été abattue faute de pouvoir être réparée.

leurs faces, ou des déplacements provoqués par le reste de l'église. Speranza *et al.* (2006) et Sepe *et al.* (2008) détaillent ces modes de ruine.
*Facteurs aggravants* : De grandes ouvertures, un porche en RDC ou des contraintes asymétriques à cause de murs mitoyens de hauteurs différentes favorisent ces mécanismes. Casolo *et al.* (2013) proposent une étude comparative de 10 tours, basée sur des modèles numériques et des enquêtes in-situ. Ils montrent l'importance de l'élancement, de la surface résistante au cisaillement et de facteurs géométriques, irrégularités ou inclinaison due à de mauvaises fondations.

#### d Ruine des murs multi-couches

a) b)

Fig. I.28 Endommagement de murs multi-couches : effeuillage et expulsion de matériaux. a) Mécanisme (Binda *et al.*, 2006). b) Exemples de dommages (Modena *et al.*, 2011).

Le principal défaut d'un mur en maçonnerie est de ne pas présenter un comportement monolithique dans la direction transversale. Son comportement devient fragile quand il est soumis à des forces horizontales ou verticales excentrées. Ses principaux modes de ruine sont le détachement des couches ou effeuillage, le déversement général ou local du mur et l'expulsion de matériau, comme illustré en figure I.28. La couche interne est confinée par les couches externes, ce qui lui permet de présenter une meilleure résistance en compression qu'une couche seule. Mais Vintzileou et Tassios (1995a) montrent que les couches externes sont ruinées avant d'atteindre leur résistance limite hypothétique car elles sont soumises à l'effort horizontal dû à l'expansion de la couche interne. De plus, quand le cœur s'endommage, la charge qu'il supportait est transférée sur les couches externes qui sont plus résistantes de par leur appareillage. La connexion entre

l'intérieur et l'extérieur, même minime, est alors annulée par l'effort de traction sur la surface de contact. Les couches externes prises séparément sont plus élancées et sont donc ruinées plus rapidement par un mécanisme hors plan induit par la combinaison de la charge verticale et de l'effort horizontal.

Vintzileou et Miltiadou-Fezans (2008); Vintzileou et Tassios (1995b) ont démontré la grande vulnérabilité des murs tri-couches en compression, car un décollement des couches externes provoque la ruine prématurée du mur. Toumbakari (2002); Toumbakari et van Gemert (1997) ont montré sur une série de murs multi-couches que les connexions transversales sont essentielles pour limiter les déformations hors plan de ces murs. La campagne de Silva (2012) propose une campagne expérimentale en statique et en dynamique, qui souligne une fois encore la grande vulnérabilité des maçonneries anciennes multi-couches.

### I.2.3 Solutions de renforcement les plus courantes

a) b)

Fig. I.29 Renforcements inadaptés (Binda *et al.*, 2000b). a) Effondrement hors plan d'un mur porteur : différences de raideurs entre les murs, le plancher et la façade. b) Mauvaise connexion entre la panne* sablière et le mur, coups de butoir du toit.

Les dommages sismiques observés ces dernières années sur le bâti ancien maçonné ont montré la vulnérabilité de ces constructions et la nécessité de mieux les connaître pour les protéger. Le nombre de structures endommagées après avoir été renforcées souligne une fois encore combien il est délicat de connaître réellement le fonctionnement d'une structure. La solution de confortement des deux exemples en figure I.29, le renforcement par poutres périphériques en béton, a été choisie sans comprendre le système structurel d'origine, en se référant à des édifices neufs, et s'est avéré néfaste. En effet, bien pensés, les renforcements peuvent être efficaces, mais les séismes révèlent entre autre toutes les incompatibilités entre la structure existante et les interventions, comme illustré. Ces incompatibilités peuvent être liées aux matériaux, mais sont souvent d'ordre structurel. La difficulté provient en grande partie de ce que les bâtiments anciens sont de types structurels, de mises en œuvre et d'histoires variés et ne peuvent donc être traitées par un code de bonne pratique général. Nous proposons ici une brève revue des principaux confortements afin de mieux comprendre ceux qui pourraient être adaptés dans notre cas. Nous testerons l'influence du confortement sur la vulnérabilité d'une structure du patrimoine étudié en chapitre V.

#### a Injection de la maçonnerie par coulis de mortier

- *Objectifs*

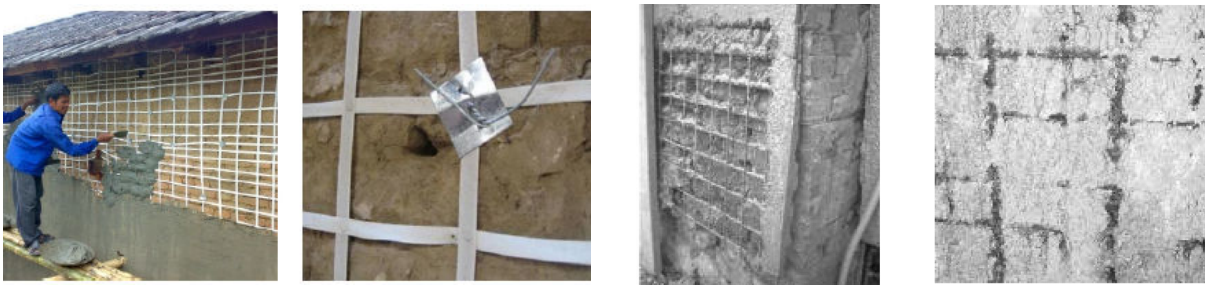
L'objectif est de remplir les trous de la maçonnerie afin d'augmenter son homogénéité donc sa résistance. On cherche aussi à combler les cavités entre les couches mal connectées du mur donc à limiter les mécanismes d'effeuillage expliqués précédemment. Tomazevic et Apih (1993)

ont mené une campagne expérimentale sur des murs bi-couches, construits avec des pierres irrégulières, des joints fins et de la briques concassée comme remplissage. Ils les a testé sous poids propre et sous sollicitations sismiques avant et après renforcement par injection de ciment, montrant l'efficacité de cette technique. Modena et Bettio (1994) ont testé l'efficacité de différents matériaux d'injections sur des murs bi-couches. Ils ont atteint une augmentation de la résistance en compression de 50%.

- *Limites*

Le but n'est atteint que si l'on connaît la composition des matériaux du mur afin d'éviter des incompatibilités chimiques et physiques avec le mortier, fréquentes quand la couche interne est faite de matériaux de récupération. La distribution des fissures, la taille et le pourcentage des vides sont aussi importants pour définir la compacité. En effet un pourcentage de vides inférieur à 4% rend toute injection inutile. D'autre part l'injection modifie la porosité du mur ce qui peut avoir des répercussions négatives sur le comportement thermique du mur et son humidité.

### b Chemisage des murs et des colonnes



a) b) c)

Fig. I.30 Chemisage de murs a) essais sur une école de la vallée de Katmandou avec des treillis en polypropylène (Shrestha *et al.*, 2012) ; b) Manque de connecteurs entre les couches, (Penazzi *et al.*, 2001) ; c) Corrosion du treillis soudé. (Penazzi *et al.*, 2001).

- *Objectifs*

Cette technique, de principe simple, est largement employée car elle n'affaiblit pas la structure pendant les travaux. Elle vise à améliorer la connexion entre les différentes parties du mur et à augmenter la résistance en traction/ compression du mur et sa ductilité. On l'utilise aussi pour optimiser la liaison entre des murs orthogonaux ou fermer de larges fissures. L'utilisation de cette technique pour le confortement des écoles népalaises débuté en 2012 (Cf fig I.30a), a conduit à la réalisation de tests pour moduler l'épaisseur des grillages et utiliser des treillis en bandes de polypropylène, moins coûteux et plus rapide à mettre en œuvre (Shrestha *et al.*, 2012).

- *Limites*

La difficulté d'assurer une connexion homogène des deux faces et la nature trop hétérogène de certains murs rendent l'exécution délicate sur site. Cela conduit à des erreurs de mise en œuvre et des dommages irréversibles (Cf fig I.30). En cas de recouvrement insuffisant entre les différentes plaques de grillage, la continuité donc l'efficacité sont nulles. D'autre part les connecteurs transversaux sont souvent trop espacés, trop courts voire absents, ce qui provoque un délaminage des couches : grillages, couches renforcées, partie extérieure, remplissage. De plus, un grillage trop épais ou une couche de mortier trop fine provoquent la corrosion du métal et une dégradation irréversible du mur. Si les zones réparées donc plus raides ne sont pas réparties uniformément dans la structure, on provoque des contraintes générales de torsion. Enfin, elle est peu compatible avec les chartes qui recommandent la lisibilité et la réversibilité des interventions.

#### c Substitution partielle ou totale des charpentes et/ou des planchers

a)

b)

Fig. I.31 Poutres périphériques en béton. a) Chaînage neuf dans les combles : irréversibilité et modification du schéma structurel, ND de l'Assomption, Cordon. b) Effondrement d'un mur à cause du chargement excentré de la poutre de chaînage, (Penazzi *et al.*, 2001).

- *Objectifs*

On cherche à amener la structure à travailler comme une boîte rigide, résistant aux charges horizontales du séisme. C'est pourquoi quand on remplace les planchers et/ou les charpentes en bois, on insère généralement des poutres périphériques en béton. Elles jouent un rôle de lien entre les différents murs à chaque étage et sont positionnées idéalement en saignée dans les murs.

- *Limites*

Le système ne fonctionne pleinement que pour le toit (Cf fig I.31a), puisqu'aux étages les poutres ne peuvent au mieux être insérées qu'à moitié dans les murs. Il est donc très difficile de réaliser une connexion efficace avec l'existant que l'on doit entailler, notamment s'il est de construction rustique, avec des murs multi-couches. Ceci conduit à des dommages parfois irréversibles (Cf fig I.31), notamment un effondrement des structure horizontales si les connections murs/planchers sont trop mauvaises. De même lorsque le déversement "naturel" des murs porteurs est amplifié par le chargement excentrique des éléments de substitution en béton, les murs porteurs s'effondrent. De plus, on peut voir en figure I.31a que cette technique est peu compatible avec les chartes internationales car peu réversible.

#### d Tirants métalliques

- *Objectifs*

L'insertion de tirants ou chaînes dans la structure est souvent un élément positif dans son comportement (Cf section I.2.2). Ces renforcements peuvent traverser tout le bâtiment au niveau des planchers ou de la charpente, ou relier ponctuellement deux éléments. Ils assurent une meilleure connexion entre les éléments structurels verticaux et horizontaux et exercent une force de précontrainte sur la maçonnerie pour éviter qu'elle ne subisse des efforts de traction.

- *Inconvénient*

Cette solution est efficace. Toutefois le tirant traditionnel ne possède le plus souvent de plasticité notable, vu son dimensionnement, qu'à des niveaux de contraintes dépassant les capacités d'une maçonnerie courante. Une structure ainsi modifiée devient très raide, ce qui amplifie significativement les contraintes dues aux accélérations du sol, de façon critique pour les éléments structuraux comme les clochetons des chapelles étudiées ici. Ce problème est encore plus critique au niveau des ancrages car les efforts sont reportés à l'interface entre la clé du tirant et la maçonnerie. La connexion elle-même peut donc être détruite par "effet coup de poing", particulièrement quand la maçonnerie est de mauvaise qualité ou endommagée et ne possède pas une

a) b) c)

Fig. I.32 Tirant métallique et clé d'ancrage. a) Tirant d'origine, Saint Donat, Passy. Les clés indiquent, avec celles du tirant transversal, l'année de construction : 1760. b) Tirant de confortement inséré plusieurs siècles après la construction : détérioration et décohésion de la maçonnerie. c) Tirant détendu, combles de Saint-Gervais Saint-Protais, Saint-Gervais-les-Bains.

résistance suffisante. Enfin, les tirants ne restent pas tendus de façon adéquate. Il subsiste un déplacement résiduel permanent après retrait des contraintes appliquées. On a pu aussi observer qu'ils étaient souvent totalement détendus, ce qui limite leur action (Cf Fig I.32c).

Notons que des techniques innovantes de confortement sont étudiées depuis une quinzaine d'années pour répondre aux exigences propres aux MH. Dans le cadre du projet ISTECH (Innovative Stability for the European Cultural Heritage), des tests de caractérisation matérielle ont été entrepris ainsi que des tests à grande échelle pour contrôler leur efficacité (Castellano *et al.*, 1998; Indirli *et al.*, 2001). Des tirants en alliages à mémoire de forme (AMF) dissipant de l'énergie et n'apportant de la rigidité que progressivement ou des isolateurs adaptés ont été testés ces 10 dernières années sur le terrain, après de nombreux essais en laboratoire. Par exemple, dans la Basilique Saint-François d'Assise, Croci (2000) a proposé de renforcer et suspendre les voûtes. Des tirants en AMF ont été utilisés sur les frontons et des transmetteurs de chocs sismiques sur le pourtour de la nef* (Croci, 2010). Indirli (2000) exposent des solutions pour la reconstruction du village de Mevale di Visso en Italie, dont des systèmes d'isolation sismique.

## I.3 Outils d'analyse pour le diagnostic structurel d'édifices maçonnés

L'étude des MH en maçonnerie sous séisme est donc confrontée à de nombreuses incertitudes tant dans les chargements que dans le fonctionnement de la structure ou les caractéristiques des matériaux. Depuis quelques années, les diagnostics de vulnérabilité basés sur des approches en déplacements sont de plus en plus privilégiés, alors que les modèles mécaniques courants pour l'analyse de MH en maçonnerie sont encore souvent formulés en terme de force. En effet comme nous l'avons montré en I.2.3, les techniques de renforcement visaient par le passé à augmenter la raideur. Cette approche est correcte en statique mais le séisme est un phénomène dynamique qui provoque des déplacements imposés. Plus la structure est raide, plus les forces statiques équivalentes sont élevées, ce qui fait de la flexibilité un point positif même pour les MH. La légèreté est aussi recherchée puisque les forces d'inertie sont proportionnelles à la masse de la structure. Enfin l'expérience montre que dans le cas de séisme majeur une structure ancienne subit des dommages, notamment des déformations, quel que soit son niveau de renforcement. Il faut donc lui conférer suffisamment de ductilité pour qu'elle supporte les charges verticales, même après des déplacements horizontaux importants. Ceux-ci sont donc des indicateurs précieux.

Face aux incertitudes du diagnostic structurel de MH entiers, deux types d'approches sont

possibles. Dans l'un on schématise fortement le comportement de la structure en se fondant sur le plus grand nombre possible de retours d'expériences, méthode exposée au paragraphe I.3.1. Dans l'autre on cherche à construire un modèle numérique le plus complet possible, renseigné par des études in situ. Ces modèles numériques utilisent des modèles numérique de matériau décrivant la maçonnerie, présentés brièvement en section I.3.2 pour justifier notre choix, et sont utilisés pour différentes analyses, notamment dynamiques, dont celles en 3 dimensions sont présentées en section I.3.3.

### I.3.1 Analyse cinématique de la stabilité des macro-éléments

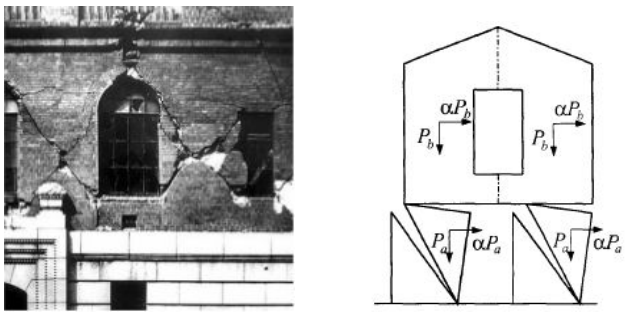
#### a Principes de la méthode

L'analyse cinématique de la stabilité s'appuie sur les principes de l'analyse limite développée pour des éléments en maçonnerie simples par Heyman (1966, 1969). Le passage à des structures plus complexes a été fait grâce à l'observation des dommages des séismes du Frioul et d'Irpinia. L'analyse limite permet une description pertinente des mécanismes de ruine et des capacités portantes de structures simples grâce à deux théorèmes (Orduna, 2003). Le premier, théorème de la limite basse ou statique, permet de définir le chargement statique maximum d'une structure. L'analyse cinématique décrit ensuite la structure comme un assemblage cinématique d'éléments rigides, les macro-éléments décrits en section I.2.2. Leur configuration géométrique repose sur un seul degré de liberté, l'angle de rotation $\theta$ du bloc. Toutes les charnières sont définies par l'opérateur, comme illustré en I.33 pour un pan de maçonnerie endommagé en cisaillement. Cette analyse permet de déterminer le chargement critique déclenchant la rotation et la ruine. Le théorème de la limite supérieure indique que le plus grand des coefficients de chargement statique est égal au plus petit des coefficients de chargement cinématiques et correspond au coefficient de sécurité de la structure. L'analyse cinématique repose donc sur les mêmes hypothèses simplificatrices pour la maçonnerie ancienne que l'analyse statique :

- résistance nulle en traction comme en cisaillement
- résistance infinie en compression, ce qui permet de faire l'hypothèse de blocs non déformés
- rupture impossible par glissement entre les blocs
- rupture sous petit déplacement

Les paramètres matériau nécessaires sont donc en nombre limité, ce qui est adapté au contexte des MH où toute information est coûteuse à obtenir (Orduna et Lourenco, 2001).

Le but est de déterminer l'accélération sismique à partir de laquelle le mécanisme considéré se déclenchera. Pour cela on souhaite déterminer, en fonction de l'angle de la rotation virtuelle $\theta$ et de la géométrie du mécanisme, les différentes forces qui s'y exercent. L'analyse est basée sur




a) b)

Fig. I.33 Analyse cinématique (Giuffrè et Carocci, 1993). a) Fissuration en cisaillement des trumeaux sous sollicitations sismiques. b) Mécanisme cinématique correspondant.

les relations d'équilibre entre les composants, c'est à dire sur le principe des travaux virtuels : le système est stable tant que les forces stabilisatrices équilibrent le mouvement virtuel de rotation. Ceci permet de déterminer le coefficient multiplicateur $\alpha_0$, explicitant la relation d'équilibre entre les forces qui activent le mécanisme et celle qui l'empêchent. Ce coefficient est ensuite converti en accélération que l'on compare à celle du site.

### b Exemple du calcul de l'équilibre d'un mécanisme simple

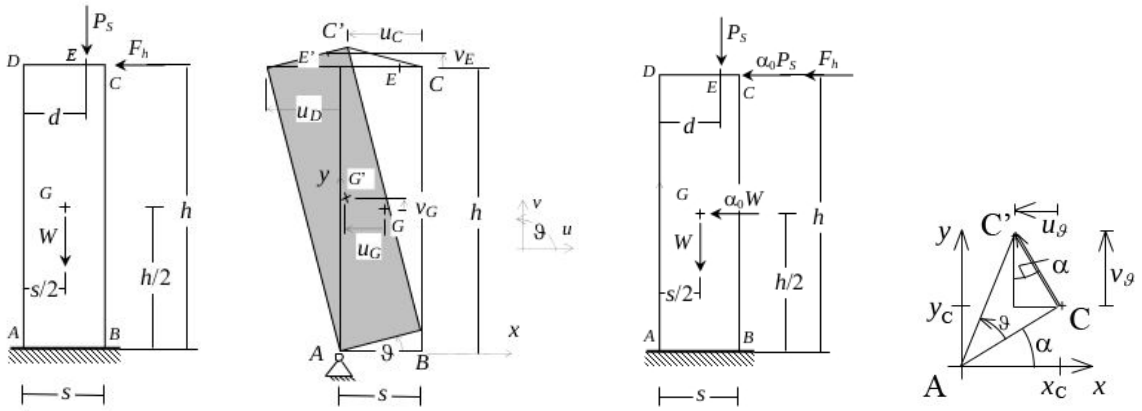



Fig. I.34 Analyse cinématique d'un élément simple. a) Mur étudié. b) Schéma du mécanisme et déplacements correspondants. c) Forces résultantes. d) Zoom sur le point C.

Pour clarifier les principes de l'analyse cinématique et le calcul du coefficient $\alpha_0$, prenons le pan de mur illustré en figure I.34a, sollicité par son poids propre $W$ appliqué à son centre de gravité $G$, par le poids $P_S$ d'un plancher posé à son sommet appliqué au point E et par la force $F_h$ transmise par une voûte poussant sur ce mur appliquée au point C. En supposant la rotation $\theta$ autour du point $A$, on peut écrire les déplacements virtuels des points où sont appliqués les forces (I.34b). Le point C va se déplacer comme illustré sur le zoom de la figure I.34d. Si le déplacement dû à la rotation est assez petit, on peut approximer le déplacement par la tangente à la trajectoire elle-même. Il est alors défini par le vecteur $|CC'|$ orthogonal au vecteur AC initial, et son module s'écrit $|CC'| = AC \tan\theta \cong AC\theta$. Les composantes du déplacement valent donc :

$$S_C = \begin{pmatrix} u_c \\ v_c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -AC\theta sin\alpha \\ AC\theta cos\alpha \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -y_C\theta \\ x_C\theta \end{pmatrix} \tag{I.3.1}$$

Pour les points G, C et E, on peut donc écrire :

$$S_G = \begin{pmatrix} -h/2 \\ s/2 \end{pmatrix}\theta; \quad S_C = \begin{pmatrix} -h \\ s \end{pmatrix}\theta; \quad S_E = \begin{pmatrix} -h \\ d \end{pmatrix}\theta \tag{I.3.2}$$

ce qui signifie, pour chaque force :

$$\begin{aligned} &W; \quad \delta_{x,1} = -u_G = (h/2)\theta; \quad \delta_{y,1} = v_G = (s/2)\theta \\ &P_s; \quad \delta_{x,2} = -u_E = h\theta; \qquad \delta_{y,2} = v_E = d\theta \\ &F_h; \quad \delta_h = u_C = -h\theta; \end{aligned} \tag{I.3.3}$$

L'équation des travaux virtuels permet de décrire le système comme suit (Cf I.34c) :

$$\alpha_0(W\delta_{x,1} + P_s\delta_{x,2}) - (W\delta_{y,1} + P_s\delta_{y,2}) + F_h\delta_h = 0 \tag{I.3.4}$$

avec $\alpha_0 W$ et $\alpha_0 P_s$ les forces déstabilisatrices induites par le séisme, et $W$, $P_s$ et $F_h$ le charges statiques. Notons que ce raisonnement est uniquement en statique, $\delta W_{int} = \delta W_{ext} \Rightarrow \alpha_0 F_{ext}$, avec l'hypothèse ici que $\delta W_{int} = 0$. En utilisant les valeurs de l'équation I.3.3, on a :

$$\alpha_0[W(h/2)\theta + P_s h\theta] - [W(s/2)\theta + P_s d\theta] + F_h h\theta = 0 \tag{I.3.5}$$

On peut noter que le coefficient multiplicateur $\alpha_0$ ne dépend pas de $\theta$, ce qui permet d'écrire la relation d'équilibre interne autour de $A$ suivante :

$$\alpha_0 = \frac{[W(s/2) + P_s d] - F_h h}{[W(h/2) + P_s h]} \tag{I.3.6}$$

#### c Méthode générale d'évaluation de la stabilité

Les églises sont donc divisées en macro-éléments associés aux 28 mécanismes de rupture répertoriés. Ils présentent des comportements identifiables et sont susceptibles de se dissocier sous séisme. Ils peuvent donc être étudiés comme le pan de mur ci-dessus. Les étapes de la démarche d'évaluations sont les suivantes (LLPP, 2009) :

1) Définir les macro-éléments et les mécanismes de ruine associés.

2) Procéder à l'analyse cinématique de tous les mécanismes, c'est à dire calculer leur $\alpha_0$. Sont pris en compte le poids propre des blocs appliqué à leur barycentre, les charges verticales des étages et de la toiture, un système de forces horizontales correspondant aux charges verticales qui ne sont pas transmises efficacement aux autres parties de l'édifice comme la poussée des voûtes et des forces externes comme celles des tirants. Notons que $\alpha_0$, pour un même type de mécanisme, dépendra de l'altitude de la charnière considérée.

3) Évaluer le déplacement limite et la masse participante $e^*$ pour chaque mécanisme.

4) Procéder à la vérification linéaire de chaque mécanisme. Pour cela on calcule l'accélération spectrale d'activation de chaque mécanisme, dépendante comme $\alpha_0$ de l'altitude de la charnière, définie comme suit :

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad = \frac{accélération}{masse\ participante} \tag{I.3.7}$$

Le "coefficient de confiance" FC permet de quantifier le niveau de connaissance de la structure atteint. Il prend en compte le détail des relevés géométrique et de fissures, le nombre et le type de tests sur les matériaux, la connaissance de leurs propriétés mécaniques et la connaissance du sol et des fondations. Si cette accélération spectrale d'activation est supérieure à l'accélération maximale du sol (PGA) de référence, le mécanisme est considéré comme impossible et peut être écarté. Dans le cas contraire, il faut prendre en compte les déplacements et :

5) Procéder à l'évaluation non linéaire grâce à la courbe de capacité du mécanisme. Cette analyse étudie les configurations successives du macro-élément au cours de son déplacement afin d'évaluer sa capacité à rester en place malgré son activation. La courbe de capacité obtenue est exprimée par la variation du multiplicateur $\alpha$ en fonction du déplacement $d_k$ d'un point de référence. La courbe démarre du déplacement nul où la structure supporte l'accélération maximale jusqu'au déplacement ultime $d_{k,0}$ où elle n'en supporte plus aucune. Le déplacement spectral ultime $du*$ est comparé aux deux déplacements réglementaires de vérification qui dépendent du type d'édifice, de son coefficient de comportement et de sa première période propre. Le mécanisme est possible si $du*$ est supérieur au maximum des deux.

L'accélération $a_{SLU}$ associée au mécanisme le plus probable permet de définir un indice de sécurité $I_s$ comme suit :

$$I_S = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I S a_g} \tag{I.3.8}$$

avec S un facteur prenant en compte la qualité du terrain d'implantation et d'éventuel effets morphologiques, $\gamma_I$ le coefficient d'importance du bâtiment et $a_g$ l'accélération de référence du site. Si $I_S < 1$, la structure est vulnérable et des analyses plus poussée sont donc nécessaires.

Cette méthode offre des informations pertinentes, validées par l'expérience, comme le montrent les exemples applicatifs de (LLPP, 2009). Elle permet d'avoir une vue détaillée des mécanismes de ruine d'une structure même complexe. Cet indice est très intéressant face à un ensemble de bâtiment très nombreux pour établir des priorités d'intervention.

Notons cependant que le raisonnement n'est basé que sur l'accélération, déduite des forces déstabilisatrices. La fréquence propre de la portion de structure considérée n'intervient que par une formule simplifiée lors de l'évaluation non linéaire. L'amortissement n'est pas du tout considéré. De plus cette méthode nécessite un découpage a priori du bâtiment et n'offre donc que des informations limitées sur le comportement global de la structure, notamment en cas d'interaction entre macro-éléments. De plus elle repose presque entièrement sur une approche empirique tant dans sa mise en œuvre, qui suppose un opérateur expérimenté susceptible de définir les macro-éléments et leurs lignes de rupture à l'avance, que dans la définition des multiples coefficients qui font appel à une très vaste base de données. Par exemple, dans le cas du mécanisme hors-plan illustré en figure I.15, c'est l'opérateur qui doit déterminer si une partie du mur orthogonal est entraînée par le mécanisme et sur quelle longueur. Il en va de même pour l'étude de la ruine par cisaillement. D'autre part, les hypothèses de départ considèrent des matériaux de résistance nulle en traction et infinie en compression, et supposent des corps rigides monolithiques. Or nous avons souligné que la maçonnerie était un matériau complexe, en particulier dans les murs multi-couches, dont les mécanismes de ruine sont incompatibles avec un comportement monolithique. Cette méthode, qui ne considère que la masse volumique de la maçonnerie, ne permet donc pas du tout de prendre en compte sa qualité ou sa morphologie. Enfin, même si le département consacré aux monuments anciens de l'université de Padoue a mis en place un système de feuilles de calcul, cette méthode reste très longue à mettre en œuvre puisqu'il faut tester tous les mécanismes possibles pour tous les macro-éléments relevés et difficilement automatisable car totalement dépendante de la géométrie d'ouvrages complexes.

### I.3.2 Modélisations numériques des structures maçonnées

La maçonnerie, comme nous l'avons souligné, est un composant complexe dont le comportement ne peut être décrit par des lois linéaires simples. L'éventail des approches de modélisation est donc très large. Les modèles de maçonnerie proposés dans la littérature prennent en compte à la fois la spécificité de la maçonnerie étudiée ainsi que le niveau d'information souhaité et les données expérimentales disponibles. Les modèles continus sont utilisés principalement dans le cas de maçonneries de blocage ou d'appareillages à base de blocs et joints de mortier importants (Stablon, 2011). Leur loi de comportement est décrite par une loi de type contrainte/déformation qui dérive d'un modèle à une ou deux phases (Beskos, 1993, 1994). Les modèles discrets sont parfaitement adaptés aux appareillages très réguliers ou à faible proportion de mortier (Acary, 2001). On distingue alors les éléments, blocs rigides ou déformables, et la surface de contact souvent régie par une loi de contact frottant unilatéral.

Nous présentons brièvement les avantages et les inconvénients des deux approches disponibles, correspondant au choix de l'échelle d'étude, pour éclairer notre choix de modélisation :

- échelle microscopique, des éléments et des joints, où les micro-fissures sont nombreuses.
- échelle macroscopique, de la structure, où la maçonnerie est considérée homogène.

#### a Modélisations micro-mécaniques de la maçonnerie

A cette échelle l'hétérogénéité du matériau est prise en compte en intégrant numériquement chaque composant du matériau dans la modélisation. On distingue plusieurs méthodes, en fonction de la description des joints et des éléments.

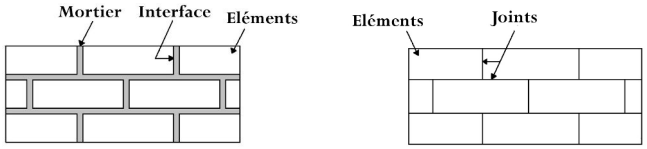



Fig. I.35 Stratégies de micro-modélisation. a) détaillée. b) simplifiée.

##### a.1 Modèles micro-mécaniques continus

Dans le modèle micro-mécanique détaillé, chaque constituant de la maçonnerie, éléments et joints, est décrit individuellement par une géométrie et une loi de comportement prenant en compte les paramètres de frottement, raideur, ouverture etc. (Cf Fig I.35). Les éléments peuvent être modélisés avec une loi de comportement élastique simple (Page, 1978) ou plus complexe (Reyes *et al.*, 2009). Le maillage doit suivre la géométrie exacte de la structure. La modélisation des joints est capitale puisqu'ils sont souvent le point de départ des fissures. Le mortier est considéré comme un milieu continu, lié aux blocs par des éléments d'interface discontinus.
Dans le modèle simplifié, les pierres sont modélisées par des éléments mais le mortier est directement considéré comme une interface et modélisé grâce à des éléments d'interface dits "joints" (Lourenço et Ramos, 2004; Oliveira et Lourenco, 2004). Ils sont composés de deux rangées de nœuds superposés, avec une loi de comportement en frottement. Il est facile d'introduire ces joints dans un programme EF car les inconnues aux nœuds sont les mêmes pour les blocs et pour les joints, mais les deux maillages doivent être parfaitement compatibles. Les interfaces sont considérées comme le lieu de propagation de la fissuration, avec une épaisseur nulle.

Ces techniques ne sont pas utilisables en grands déplacements car il faudrait créer un nouveau maillage pour mettre à jour les contacts.

##### a.2 Modèles micro-mécaniques discrets

Cette méthode, initialement développée par Cundall (1971) pour l'analyse des massifs rocheux fissurés a été utilisée ensuite pour modéliser les structures maçonnées. La structure est considérée comme un ensemble d'éléments distincts, rigides ou déformables. Ils sont reliés entre eux soit par des lois de contact régulières soit par des éléments de contact élasto-plastiques qui suivent par exemple un critère de frottement de Coulomb et simulent l'action du joint. Une fois chaque élément modélisé géométriquement et mécaniquement, on peut déterminer, sous accélérogramme, l'historique des déplacements des éléments. Dans le premier cas les équations de mouvement sont résolues par des schémas explicites (Idris *et al.*, 2008), dans le second par des schémas implicites, ce qui rend les temps de calcul beaucoup plus longs (Rafiee *et al.*, 2008).

Cette technique permet de grands déplacements pour les joints et de petits pour les éléments. Les blocs peuvent "perdre" des contacts et en "recréer" d'autres durant le calcul car ceux-ci ne sont pas fixés. On peut donc théoriquement simuler correctement les mécanismes d'effondrement. Toutefois la FEM utilisée pour mailler les éléments n'est pas très performante. Cette méthode n'est donc pas recommandée pour étudier les états de contraintes.

Les modèles micro-mécaniques rendent compte précisément des phénomènes non linéaires qui interviennent dans la maçonnerie, notamment au niveau des joints. Ils font apparaître la faible résistance en traction et un mécanisme de frottement sec. Toutefois le temps de préparation et de calcul limite la méthode aux structures de petite dimension. De plus, la description exacte de la disposition des éléments et des joints est le plus souvent impossible à donner (Cf section I.1.3). Enfin, ces modèles utilisent un grand nombre de paramètres, notamment au niveau des lois de contact, qui ne peuvent pas toujours être mesurés, surtout sur des MH.

#### b Modélisations macro-mécaniques de la maçonnerie

Pour les structures en maçonnerie de grande dimension, une macro-modélisation est bien adaptée. La maçonnerie hétérogène de la structure est considérée comme un seul matériau continu aux propriétés homogènes, auquel on peut appliquer les principes de la mécanique des milieux continus (Cf Fig I.37). Ce milieu homogène doit présenter le même comportement mécanique global que le milieu hétérogène de départ, qui sera traduit par la loi de comportement de ce "matériau équivalent", schématisant donc les caractéristiques physiques détaillées de la maçonnerie. Dans ce but, on utilise des méthodes d'homogénéisation, comme les méthodes de bornes, bien adaptées aux blocages (Acary, 2001) et l'homogénéisation périodique, à privilégier pour les appareillages réguliers (Pande *et al.*, 1989).

##### b.1 Modélisation en plasticité parfaite

C'est la suite numérique de la méthode développée en I.3.1. Nous avons montré que la notion de *plasticité parfaite* permettait de mettre au point des modèles qui font intervenir un minimum de paramètres caractéristiques du matériau. Les hypothèses sont donc les mêmes que pour l'analyse cinématique (Heyman, 1966, 1969) et permettent de qualifier la relation contraintes-déformations adaptée au cas de la maçonnerie : résistance illimitée en compression, nulle en traction, pas de rupture par glissement et rupture sous petits déplacements.
Le calcul à la rupture permet ainsi d'évaluer la stabilité d'une structure maçonnée, avec une implémentation simple d'outils numériques. On détermine le domaine de chargement potentiellement supportable par la structure, en se basant sur la seule connaissance d'une part des efforts qui lui sont imposés et d'autre part de la capacité de résistance du matériau. Mais il n'est pas possible d'accéder à une description des fissures, les zones de fragilité étant déterminées par l'utilisateur en données d'entrée.

##### b.2 Modélisation en élasticité linéaire

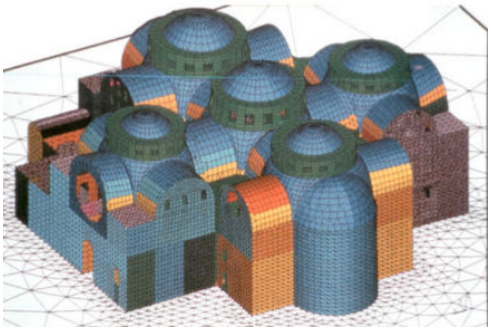


Fig. I.36 Modèle de la Basilique Saint Marc à Venise, (Mola et Vitaliani, 1997)

La méthode des éléments finis en élasticité linéaire est utilisée pour modéliser des édifices monumentaux en maçonnerie, comme la Basilique St Marc à Venise en figure I.36, (Mola et Vitaliani, 1997), ou la façade de la Basilique St Pierre de Rome (Macchi, 2001). Ce type de calculs permet de pointer les "zones sensibles", c'est-à-dire celles susceptibles d'être sollicitées en traction puisque la maçonnerie pèche essentiellement par une résistance à la traction quasi-nulle. L'influence de la géométrie sur le comportement de la structure est parfaitement visible. Ils permettent ainsi de mieux comprendre le fonctionnement de l'ouvrage.

L'un des inconvénients réside dans la difficulté à caractériser les différents paramètres élastiques du matériau maçonnerie dans son ensemble. D'autre part, puisque l'on ne décrit la maçonnerie que

dans son domaine linéaire, il est souvent délicat de déterminer le mode et le lieu de rupture de la structure. En effet on ne peut décrire la redistribution des efforts lors de la fissuration de l'ouvrage. Toutefois ces modèles restent des outils très intéressants pour un premier diagnostic.

### b.3 Prise en compte des phénomènes inélastiques

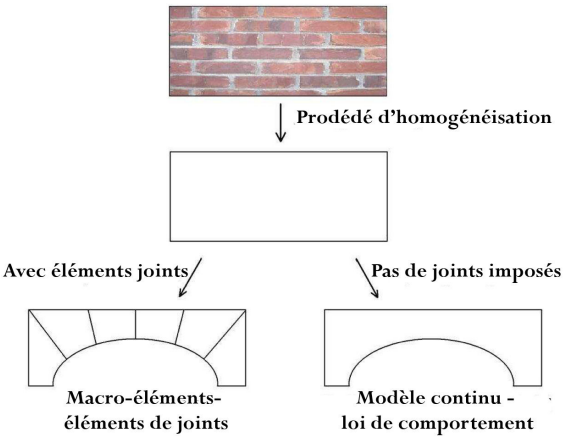



Fig. I.37 Modélisations multi échelles

On trouve deux grandes approches dans la littérature, comme sur la figure I.37.

On peut considérer une *fissuration répartie.* La géométrie est gardée telle quelle mais on introduit le processus de fissuration par l'intermédiaire des lois de comportement, permettant de changer la déformation et la raideur du matériau à chaque point d'intégration. Les fissures se développent dans les zones où les contraintes sont excessives par rapport à des critères spécifiés, le long d'un chemin non-prédisposé mais déterminé par les calculs. Cette approche est souvent préférée pour des structures de grande taille où il est impossible de traiter chaque fissure individuellement. Cette technique part du postulat qu'une fois la résistance en traction de la maçonnerie dépassée, il y aurait perte complète de cohésion dans la direction de la contrainte principale la plus importante. Lourenço et Rots (1997) proposent un modèle en plasticité non associée en s'appuyant sur les travaux réalisés pour le béton, permettant de simuler les comportements inélastiques du matériau en compression comme en traction. Lotfi et Shing (1991) ont proposé un modèle d'endommagement fragile et de plasticité couplés pour le cas particulier des maçonneries chaînées et armées. Borst *et al.* (1994) autorisent le développement de fissures dans d'autres directions que celle de la contrainte principale la plus importante, ainsi que le changement de direction de la fissure principale (rotating cracks).
L'analyse faite par Silva *et al.* (2012) de l'église de Gondar est un bon exemple de cette méthode. Ils comparent des modèles 3D plus ou moins détaillés avec un modèle linéaire. Le modèle non linéaire utilisé est celui de Faria *et al.* (1998), formulé à l'origine pour des barrages en béton, que Silva (2012) a identifié sur plusieurs séries de murs testés en laboratoire. Ils montrent ainsi que les dommages, contraintes et déformations sont comparables dans les différents modèles, mettant en évidence une concentration dans les façades latérales, plus sujettes aux mouvement hors-plan à cause de l'absence de contrefort* ou de tirant et de la poussée du toit. Le modèle continu non linéaire permet de prendre en compte l'accumulation de dommages dans la structure, en particulier en traction. La simulation permet ainsi une meilleure compréhension de l'endommagement et des mécanismes de rupture.

La fissuration peut être introduite par une *méthode discrète.* Des blocs décrivent les parties "homogènes" de la structure ; des éléments joints, en s'ouvrant, simulent le développement des fissures dans une zone de la structure choisie d'avance. Les fissures suivent alors une voie "non-naturelle" prédéfinie. C'est la technique utilisée par Frunzio *et al.* (2001) pour étudier un pont romain. Il a placé les éléments numériques de type joints aux interfaces jugés stratégiques de la structure numérisée, appliqué un critère de Drucker-Prager pour tous les matériaux et calculé le module d'élasticité selon le processus d'homogénéisation proposé Aboudi (1991). Il montre que les résultats sont très dépendants des paramètres matériaux, difficiles à évaluer. Domède (2006) analyse un pont de chemin de fer en 3D en utilisant des macro éléments pour lesquels elle compare différentes lois de comportement homogénéisées (élastique-plastique avec un critère de Von Mises, modèle d'endommagement de Mazars, élasto-plastique avec un critère de Drucker-

Prager), et des éléments joints capables de s'ouvrir et de glisser (critère de Coulomb).

Les modèles macro-mécaniques permettent de bien appréhender le comportement de l'ouvrage. Les modèles intégrant l'endommagement permettent une bonne modélisation de l'accumulation de dommages. Associés à des éléments joints, ils permettent d'intégrer le caractère hétérogène de la structure tout en conservant la simplicité des calculs sur milieux homogènes (Pegon et Anthoine, 1994). Leurs résultats sont cohérents avec les données expérimentales. C'est donc un bon compromis entre précision des résultats et temps de calcul pour analyser des structures en maçonnerie de grande taille et fournir une bonne approximation des déformations globales. Néanmoins, ces modélisations n'autorisent pas la localisation des déformations au sein de la structure et ne permettent donc pas de rendre compte de la fragilité avérée de la maçonnerie au niveau des joints de maçonnerie. De plus les résultats sont dépendants de la disposition comme de la taille du maillage. La localisation de la fissuration peut être très fortement influencée par la typologie des éléments de maillage employés, et les solutions dépendent énormément de la taille de ces éléments quand la fissuration se produit, si les paramètres du modèle d'endommagement ne sont pas reliés à la taille de chaque élément grâce à l'énergie de fissuration.

### I.3.3 Techniques d'analyses numériques d'édifices complets

Une fois la structure et ses matériaux représentés, le choix de l'analyse à mener avec ce modèle dépend des objectifs fixés. Il existe plusieurs familles d'analyse sous chargement sismique, différentes par la complexité de leur mise en œuvre, la richesse des résultats et leur précision. Le but n'est pas ici de les détailler toutes mais de brièvement rappeler les caractéristiques de celles que l'on utilisera par la suite et leurs limites pour les édifices anciens.

#### a Analyse statique équivalente

L'hypothèse de base est que la structure se déforme selon sa première déformée modale. La structure étudiée est représentée par une raideur élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalents. Afin de reproduire l'état de contrainte et de déformation maximal induit dans l'ouvrage par un niveau de sollicitation sismique donné, on charge chacune des directions de l'ouvrage, de façon simultanée ou non, par un effort statique latéral. Celui-ci doit être équivalent à l'effort inertiel maximal induit par la sollicitation sismique envisagée. L'influence des non-linéarités est introduite par le biais d'un coefficient de comportement $q$, qui permet de réduire les efforts mais ne modifie pas la valeurs des déplacements par rapport à la situation élastique. La valeur du coefficient dépend de la conception de la structure et des détails constructifs et est défini pour les bâtiments neufs dans l'Eurocode8 (2004). Dans le cas des bâtiments anciens les coefficients de comportement utilisés doivent être justifiés par la capacité de déplacement de la structure dans les zones où des fissures ont été relevées (LLPP, 2009). On notera que dans des édifices complexes, les contraintes en compression sont souvent concentrées dans les angles.

Cette méthode peu coûteuse est efficace pour des ouvrages réguliers en plan et en élévation car leur premier mode dans chaque direction domine. Cette méthode est plus pertinente dans le cas de bâtiments peu élancés, avec des murs porteurs et des diaphragmes intermédiaires. Nous nous servirons de cette technique au paragraphe III.4 pour estimer des rigidités équivalentes dans une chapelle géométriquement simple, afin de définir des hypothèses de modélisation.

#### b Analyse spectrale sur base modale

Cette méthode est basée sur l'approximation de la réponse de la structure à $N$ degrés de liberté par une superposition des effets de chaque mode significatif, en utilisant un modèle linéaire

élastique (Chopra, 1980, 2006). On détermine d'abord la fréquence et la déformée modale de chaque mode, les facteurs de participation permettant de distinguer les modes importants. Les efforts induits dans la structure par chaque mode sont déterminés grâce à la masse modale affectée à chaque mode et à son accélération spectrale, tandis que les déplacements sont calculés grâce au spectre élastique en déplacement. La réponse totale de la structure est obtenue en combinant par une méthode de type SRSS (Square Root of the Sum of Squares) ou CQC (Complete Quadratic Combination) l'action des différents modes (Clough et Penzien, 1993).

Cette méthode est rapide même pour des bâtiments complexes et permet d'avoir une bonne évaluation des déplacements. Elle donne de très bons résultats dans le cas de structures simples, élancées ou très souples. Grâce au coefficient de participation, elle peut permettre de mieux évaluer les forces à utiliser dans l'analyse statique par poussée progressive. Toutefois les limites posées au paragraphe précédent sont toujours valables. De plus les règles de recombinaison ainsi que le coefficient de comportement ont été développés initialement pour des structures poteaux poutre très différentes des structures maçonnées massives. On ne retiendra donc ce type d'analyse que quand, comparé avec une analyse non linéaire, les différences restent limitées ou quand une analyse non linéaire est impossible. Dans ce cas, au lieu d'utiliser un facteur de comportement $q$, une courbe de capacité simplifiée permet de déterminer les niveaux de dommages et de performance (Calderini *et al.*, 2012). Dans le cas de bâtiments très complexes caractérisés par des transformations successives et différentes phases de construction, on procédera de préférence à plusieurs analyses, dont une par un autre moyen que l'analyse modale spectrale. Les principales difficultés sont donc la définition de coefficients de comportement adaptés et la nécessité de valider les états de contraintes.

#### c Analyse par poussée progressive : statique non linéaire

L'analyse statique par poussée progressive ou Pushover, consiste à imposer un chargement latéral croissant monotone sur une face de l'ouvrage, qui doit représenter l'action des forces d'inertie sur la structure. Le profil de chargement est généralement basé sur la première déformée modale, si plus de 90% de masse modale participe à ce mode (Fig. I.38a). Défini en effort, son intensité est augmentée au cours de l'analyse jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La réponse de l'ouvrage est représentée par l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction des déplacements en tête (Fig. I.38b). Le lien entre cette analyse et le comportement dynamique de la structure est établi par le point de performance, qui vise à déterminer les efforts en pied et déplacements en tête que subira la structure au cours d'une sollicitation sismique. Les lois constitutives utilisées pour la description des matériaux sont généralement non linéaires et per-

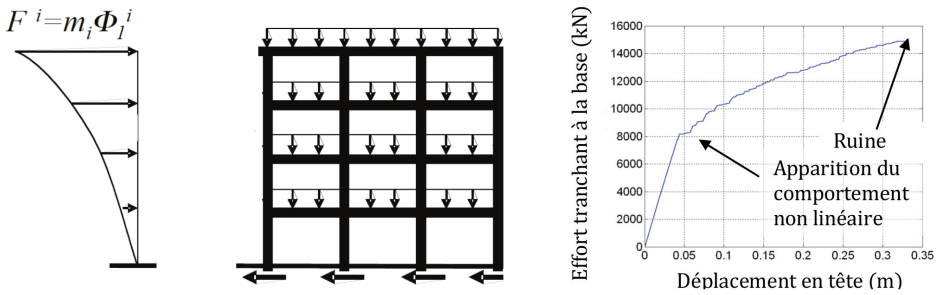



Fig. I.38 Méthode pushover, d'après (Desprez, 2010). a) Exemple de chargement latéral selon la déformée du mode $i$. b) Exemple de courbe de réponse en force-déplacement.

mettent ainsi de caractériser les phénomènes de mécanismes plastiques et la distribution des dommages dans l'ouvrage. L'apparition des phénomènes non linéaires et la ruine de l'ouvrage sont deux informations importantes permettant de quantifier la capacité et la ductilité de la structure.

L'utilisation de cette approche pour les MH pose toutefois plusieurs problèmes. Tout d'abord le premier mode de ces structures complexes est rarement prépondérant. Plusieurs modes sont nécessaires pour atteindre un pourcentage de masse modale représentatif, rendant délicate la définition du chargement équivalent. En effet on sous-estime les déplacements et le cisaillement en pied de l'ouvrage en ne tenant pas compte des modes plus élevés (Chopra et Goel, 2002). Cette approche est toutefois utilisée dans le projet Perpetuate pour définir les niveaux de dommages, considérés comme des points de performance (Cattari *et al.*, 2012). Mais pour pallier ces problèmes de complexité, il est recommandé d'analyser les ouvrages avec :
- un modèle 3D de toute la structure, avec modélisation de l'interface entre le sol et la structure et de leur interaction (Pitilakis *et al.*, 2011). Il permet aussi de valider les macro-éléments retenus et d'évaluer la redistribution des forces sismiques sur chacun d'entre eux.
- un modèle 3D pour chaque macro-élément comme défini en I.2.2 puis I.3.1
- un modèle 2D pour chaque élément structurel identifié comme les colonnes ou les arcs. Le chargement est proportionnel à la masse de chacun.

Une courbe de capacité est construite pour chaque modèle et les résultats sont assemblés selon des critères particuliers dépendant du type d'ouvrage. L'analyse est donc bien plus coûteuse que pour un édifice ordinaire, en temps comme en compétences. Paraskeva *et al.* (2006) proposent pour le bâti moderne des techniques de pushover multimodal, plus complexes à mettre en œuvre, afin de tenir compte de plusieurs modes. Mais elles n'ont jamais été testées sur des édifices anciens, ce que nous ferons au chapitre V. Nous montrerons que la géométrie complexe des MH génère de nombreuses interactions et rend délicat même ce type d'analyse.

#### d Analyse dynamique temporelle

L'analyse temporelle consiste à satisfaire l'équation fondamentale de la dynamique en tout point de la structure à intervalles de temps donnés, dépendant des fréquences propres de l'ouvrage. Cela revient à calculer au cours d'une série de temps discrets la configuration du système en équilibre sous l'effet des forces d'inertie, de l'amortissement et des forces de cohésion internes. La sollicitation sismique est généralement appliquée sous forme d'un accélérogramme.

Avec un *modèle linéaire*, la réponse en déplacement $u$ de la structure est exprimée comme la somme des réponses de chaque mode : $u(t) = \sum_{n=1}^{N} \Gamma_n \phi_n D_n(t)$. On peut tirer profit de l'analyse modale en effectuant une analyse temporelle par superposition modale (Gmür, 1997). Basée sur les mêmes techniques de résolution pour chaque mode que l'analyse temporelle normale, cette technique est plus rapide car ne nécessite pas la résolution de l'équation différentielle du mouvement. Nous vérifierons en section V.1.1.b que si la constitution de la base modale n'exige pas la prise en compte d'un trop grand nombre de modes, elle est tout aussi performante qu'un analyse dynamique temporelle. Sur des bâtiments pour lesquels l'analyse modale est efficace, l'analyse dynamique n'a que peu d'intérêt car elle est beaucoup plus coûteuse en temps. Cette technique est intéressante pour les édifices complexes pour lesquels un calcul non linéaire n'est pas spécifiquement requis, car elle ne nécessite ni recomposition à partir des réponses modales ni coefficient de comportement.

Avec un *modèle non linéaire*, l'analyse dynamique est a priori la plus rigoureuse. Sur une structure 3D elle permet d'intégrer les interactions dans le modèle. Une fois celui-ci validé, on peut théoriquement prétendre à une connaissance exacte des déplacements et des efforts dans la structure sans procédure de recombinaison et d'estimation. Mais les mécanismes plastiques

dans les éléments structuraux alourdit le schéma d'intégration et rend ce type de calcul parfois extrêmement coûteux en temps, d'autant que pour les MH l'utilisation d'au moins trois accélérogrammes différents est exigée (LLPP, 2009). Cette méthode est donc à limiter à des cas particuliers, quand la complexité de la structure et les contributions importantes des différents modes de vibration ne permettent pas d'obtenir des résultats fiables autrement.

## I.4 Méthodes de diagnostic de vulnérabilité à grande échelle

Alors même que tout dommages sur une structure classée est irréversible, les interventions visant la connaissance puis le confortement suivent la plupart du temps le séisme destructeur. Il est donc capital de se doter de moyens permettant d'agir préventivement, ce qui nécessite de pouvoir choisir, à l'échelle d'un territoire, les structures sur lesquelles pousser les investigations puisque toutes ne nécessitent pas d'études détaillées. En effet le processus de connaissance complet ne peut pas être répété pour chaque MH. Il est donc nécessaire de se doter d'outil de criblage pertinents pour les édifices anciens. L'aléa peut être représenté de trois façon différentes :
- L'*intensité*, purement qualitative, mesure les effets du séisme sur les bâtiments. Elle est très utilisée car c'est la seule information accessible pour les séismes historiques. Ce paramètre est parfaitement défini en Europe par l'échelle macrosismique européenne d'intensité EMS 98, que l'on décrira en section I.4.2.
- L'*accélération maximale du sol* ou PGA (Peak Ground Acceleration) est moins utilisée car elle est restrictive dans sa représentation de l'aléa.
- Le *spectre de réponse* représente l'accélération subie par une série d'oscillateurs à un degré de liberté soumis à un accélérogramme donné. Ce paramètre est de plus en plus utilisé, notamment à cause de la multiplication des méthodes en déplacement.

De nombreuses méthodes sont basées sur l'observation des séismes passés. Des fiches de relevé sont utilisées pour classer les bâtiments dans un des types prédéfinis, puisque le comportement sismique d'un bâtiment dépend fortement des techniques de construction et des matériaux utilisés, et identifier des facteurs de vulnérabilité. D'autre part, ces méthodes évaluent l'impact du séisme sur chaque construction, en classant les dommages soit selon une échelle de destruction (EMS98) soit en fonction d'un niveau de performance (Cf. I.2.1). Nous décrirons la méthode probabiliste de l'EMS 98 et la méthode déterministe de la sécurité civile italienne, le GNDT*. L'autre solution pour établir la vulnérabilité d'un ouvrage consiste à l'étudier (Cf I.1.3) puis à le modéliser (Cf I.3.3.a). Ceci nécessite, à grande échelle, de définir des typologies structurelles pertinentes. Nous décrirons donc ici les principales méthodes de diagnostic de vulnérabilité à grande échelle existantes afin de noter les éléments pertinents et leurs limites pour les MH, et de définir les outils les plus adaptés à notre étude.

### I.4.1 Étude sur critères géométriques

Cette approche développée par Lourenço et Roque (2006) est fondée essentiellement sur la définition de rapports dimensionnels critiques. Contrairement aux autres méthodes décrites ici, elle n'est pas fondée sur une base de données recensant des dommages sismiques passés du patrimoine étudié. Le formulaire sur lequel elle repose distingue d'abord les caractéristiques générales de l'ouvrage : période de construction, description, dommages dus à des séismes passés. Puis certaines caractéristiques de l'ouvrage telles que ses dimensions, la présence ou non de voûtes et leur type sont indiqués, ainsi que les caractéristiques sismiques de la zone. Ces informations permettent de calculer une série d'indices :
- *Ratio en plan.* C'est le rapport entre la section de murs résistant au séisme dans chaque direction principale et la surface au sol de la structure complète. Dans le cas de sismicité importante,

Lourenço et Roque (2006) recommandent une valeur minimum de 10% .
- *Ratio surface/masse.* C'est le rapport entre la section de murs résistant au séisme dans chaque direction principale et la masse totale de la structure. Dans le cas de sismicité importante, une valeur minimum de 1,2m$^2$/MN est recommandée.
- *Ratio en cisaillement.* C'est le rapport entre la résistance au cisaillement de la structure, définie à partir de la contribution de tous les murs résistant au séisme, et la demande sismique. Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, cet indice doit être supérieur à 1.

Les résultats de cette méthode très simplifiée ont montré, notamment au travers des deux premiers indices, qu'au Portugal le type structurel d'une église était indépendant de la sismicité. Ceci peut s'expliquer par la période de retour importante des séismes destructeurs au Portugal, autorisant les constructeurs à oublier les leçons d'un séisme sur l'autre. Ces indices permettent aussi de distinguer des tendances à risques et de lister les édifices qui nécessitent des études plus poussées, informations très intéressantes à grande échelle pour un coût très réduit.
Toutefois il semble difficile d'ajouter des niveaux plus raffinés à cette première étape. Or le niveau de détail est très faible puisqu'on ne peut définir des modes de ruine particuliers, quantifier un niveau de dommage ou tester les solutions de confortement.

### I.4.2 Approches probabilistes : Échelle Macrosismique Européenne EMS 98

Dans ces méthodes, la prédiction des dommages s'exprime selon une probabilité d'observer un niveau de dommage pour une intensité donnée. Elles reposent sur la définition d'une typologie de constructions et sur la caractérisation des dommages à l'aide d'une fonction de probabilité ou d'une matrice de probabilité de dommage (MPD).

**Typologie structurelle**.
Elle est basée à la fois sur la nature du bâti (matériau, type de mise en œuvre) et sur sa conception (EMS-98, 2001). Les moyens de renforcement pour les édifices en maçonnerie sont pris en compte. Chaque type de structure est défini par sa classe de vulnérabilité la plus probable allant de A (très vulnérable) à F (peu vulnérable), et par son incertitude.

| Dommages | Définition structurelle |
|---|---|
| | **Degré 1 : Dégâts négligeables à légers**, aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux.<br>Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments. |
| | **Degré 2 : Dégâts modérés**, dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés.<br>Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées. |
| | **Degré 3 : Dégâts sensibles à importants**, dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants.<br>Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit ; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons). |
| | **Degré 4 : Dégâts très importants**, dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants.<br>Défaillance sérieuse des murs ; défaillance structurale partielle des toits et des planchers. |
| | **Degré 5 : Destruction**, dégâts structuraux très importants<br>Effondrement total ou presque total. |

Table I.4 Classification des dommages pour les bâtiments en maçonnerie, (EMS-98, 2001)

**Échelle de dommages**.
Cette échelle comprend 5 niveaux et décrit qualitativement, mais finement pour une méthode à grande échelle, la nature des dommages observables pour chacun. La définition du niveau de dommage est appuyée sur des schémas et des photos, apportant ainsi une aide importante au diagnostic. L'échelle pour les édifices en maçonnerie est détaillée dans le tableau I.4.

**Intensité sismique et niveaux de dommage**.
L'échelle EMS-98 comporte 12 niveaux d'intensité, utilisée à l'origine pour caractériser les régions autour des épicentres des séismes. La limite de cette méthode est qu'on cherche à prédire un niveau de dommage en fonction d'une intensité, elle-même définie initialement en fonction des dommages observés. Ceci peut poser problème quand la nature des construction évolue plus vite que le retour d'expériences ne permet de modifier l'échelle de référence. Afin de contourner ce problème, l'EMS-98 enrichit la définition de son échelle d'intensité avec une correspondance en terme de ressenti humain. Certains auteurs proposent aussi des correspondances avec d'autres indicateurs mesurables comme le PGA ou la magnitude*.

**Détermination du niveau de dommage**.
Par retour d'expériences, des MPD croisant l'intensité et le type de bâtiment ont été établies, ce qui permet de disposer d'une répartition statistique des dommages observés par type en fonction de l'intensité. La proportion des structures concernées par chaque niveau de dommage est donnée par les expressions "quelques bâtiments" qui correspond environ à une tranche de 0 à 15%, "de nombreux bâtiments" de 15% à 55% et "la plupart des bâtiments" de 55% à 100%.

L'EMS 98 est une méthode sommaire dans son fonctionnement. Si l'on possède une description détaillée des types dans la zone étudiée et leur répartition spatiale, elle fournit une première évaluation des dommages pertinente. De plus, de nombreuses méthodes plus complètes telle que Risk-UE (2003) utilisent ses échelles, comme on le verra plus loin. Enfin, on notera que des MPD ont été adaptées aux typologies du bâti italien, notamment par Braga *et al.* (1983) suite au séisme d'Irpinia. Ces typologies sont plus proches du bâti français que celles proposées par l'EMS 98, permettant un raffinement du diagnostic de vulnérabilité. Des paramètres supplémentaires incluent notamment le type des éléments horizontaux et verticaux des structures, la hauteur des constructions, la position du bâtiment dans son environnement isolé ou non et l'âge de la structure. Les annexes du rapport de l'AFPS sur le sujet par Combescure *et al.* (2005) proposent une première ébauche de typologie mieux adaptée aux bâtiments maçonnés français.

### I.4.3 Approches déterministes

Le but des méthodes déterministes est de définir un niveau de dommage moyen en fonction du niveau d'agression sismique, exprimé en intensité ou en accélération. La fonction d'endommagement ou courbe de vulnérabilité est définie par deux bornes limites d'agression sismique, correspondant à l'apparition des premiers dommages et à la ruine totale de l'édifice. Le dommage moyen des niveaux intermédiaires s'exprime en supposant un comportement linéaire de la fonction d'endommagement entre ces deux bornes. Cette fonction d'endommagement doit être représentative des caractéristiques de chaque type structurel.

#### a Méthode du GNDT, Italie

La méthode du GNDT a été établie en distinguant dès le départ les édifices en maçonnerie et ceux en béton. Elle a été maintenant adaptée aux édifices existants anciens et possède même un volet spécial pour les églises et halles. Elle se décline en trois niveaux de complexité croissante. Nous décrirons la première étape qui concerne la grande échelle.

### a.1 LV1 : analyse qualitative de vulnérabilité

Ce niveau d'analyse vise à évaluer la vulnérabilité à l'échelle du territoire ou d'un ensemble d'édifices. On attribue à chaque édifice un indice de vulnérabilité $I_v$, qui représente sa probabilité de subir des dommages pour un niveau de séisme donné. Cet indice est normalisé par rapport à sa plus grande valeur possible afin d'être compris entre 0 et 1. Plus il est élevé, plus la vulnérabilité de l'ouvrage est importante. 11 paramètres sont utilisés, identifiés comme participant à la vulnérabilité globale de l'ouvrage. Les paramètres ainsi que leur rapport avec le comportement global de l'ouvrage sont détaillés par le tableau I.5. La démarche générale est la suivante :

| **Facteur de comportement sismique** | **Paramètres d'évaluation** |
|---|---|
| **Fonctionnement de type boîte** | **1** : Type et organisation du système résistant.<br>**9** : Caractéristiques des toitures. |
| **Résistance des parois** | **3** : Résistance conventionnelle sous chargement horizontal<br>**2** : Qualité du système résistant<br>**11** : État de conservation<br>**6** : Irrégularité en plan<br>**7** : Irrégularité en élévation |
| **Efficacité des diaphragmes** | **5** : Caractéristiques des planchers<br>**8** : Distance des murs<br>**9** : Caractéristiques des toitures |
| **Stabilité de l'édifice - terrain** | **4** : Localisation de la structure et fondations |
| **Comportements locaux** | **5+9** : Stabilité des planchers.<br>**10** : Éléments non structuraux. |

Table I.5 Paramètres d'évaluation de la vulnérabilité et comportement sismique (LLPP, 2009)

*1) Définir une classe de vulnérabilité* A, B, C ou D pour chaque paramètre. A traduit la conformité de la structure aux règles de bonne construction, D la situation la plus défavorable. Les classes attribuées peuvent être différentes d'un paramètre à l'autre. Prenons par exemple le paramètre 11, qui permet de décrire l'état de conservation et/ou de finition de l'édifice et de ses équipements. Pour chaque point, les plâtres, les décors intérieures, la plomberie, les menuiseries ou les sanitaires, on attribue une note : $O$ = non satisfaisant, 1 = inexistant, 2 = satisfaisant. La somme de tous ces critères permet de définir la classe à attribuer à la structure, classe A pour une somme supérieure à 9, classe B pour une somme comprise entre 6 et 8, classe C pour une somme comprise entre 3 et 5 et classe D pour une somme inférieure à 2.

*2) Déterminer les indices* $I_{Vi}$ associés à chaque paramètres. La valeur associée à chaque paramètre doit tenir compte de l'état d'endommagement de la structure. Pour chaque paramètre, la classe attribuée est associée à une note comme exposé dans le tableau I.6, pondérée en fonction de l'importance du paramètre dans la somme totale. Plus la note est élevée, plus la non conformité de la structure sur ce point est importante. La pondération variable dépend du niveau d'information sur lequel le choix de la note a été fondé. On retiendra la plus grande valeur en cas de manque d'information.

*4) Pondérer l'indice* $I_V$ par un coefficient multiplicatif décrivant la position de l'ouvrage : 1 s'il est isolé, 0,8 s'il est au cœur d'un îlot, 1,1 en angle.

*5) Attribuer une classe globale* à l'ouvrage en fonction de son indice de vulnérabilité, comme illustré en tableau I.7

Les courbes permettant d'exprimer le dommage moyen $d$ en fonction de la classe de vulnérabilité et du PGA ont été définies de la façon suivante. Le nombre important de structures endommagées dans les années 80 a permis d'établir des relations entre les caractéristiques structurales et le taux d'endommagement. Les relations entre la classe de vulnérabilité et les intensités sismiques correspondant à l'apparition des premiers dommages ($y_i$) et à la ruine de la structure ($y_c$) ont été calibrées. La fonction d'endommagement vaut 0 en dessous de $y_i$, 1 au dessus de

| **Paramètres d'évaluation** | **Classes** | | | | **Coeff. K** |
|---|---|---|---|---|---|
| | **A** | **B** | **C** | **D** | |
| **1** : Type et organisation du système résistant. | 0 | 5 | 20 | 45 | 1 |
| **2** : Qualité du système résistant. | 0 | 5 | 25 | 45 | 0,25 |
| **3** : Résistance conventionnelle sous chargement horizontal. | 0 | 5 | 25 | 45 | 1,5 |
| **4** : Localisation de la structure et fondations. | 0 | 5 | 25 | 45 | 0,75 |
| **5** : Caractéristiques des planchers. | 0 | 5 | 25 | 45 | 0,5 |
| **6** : Irrégularité en plan. | 0 | 5 | 25 | 45 | 0,5 |
| **7** : Irrégularité en élévation. | 0 | 5 | 25 | 45 | 0,5 - 1 |
| **8** : Distance des murs. | 0 | 5 | 15 | 45 | 1 |
| **9** : Caractéristiques des toitures. | 0 | 15 | 25 | 45 | 0,5 - 0,75 - 1 |
| **10** : Éléments non structuraux. | 0 | 5 | 25 | 45 | 0,25 |
| **11** : État de conservation. | 0 | 5 | 25 | 45 | 1 |

Table I.6 Calcul des indices $I_v$ à partie des classes de vulnérabilité

| **Classe** | **Somme** | **Indice de vulnérabilité** | **intervalle $I_V$** |
|---|---|---|---|
| **A** | 0 | Adéquate | 0 - 0,1 |
| **B** | $< 52,5$ | Basse | 0,1 - 0,2 |
| | | Plutôt basse | 0,2 - 0,4 |
| **C** | $< 203,75$ | Moyenne | 0,4 - 0,6 |
| | | Plutôt élevée | 0,6 - 0,8 |
| **D** | $< 393,75$ | Élevée | 0,8 - 1 |

Table I.7 Classe globale de vulnérabilité

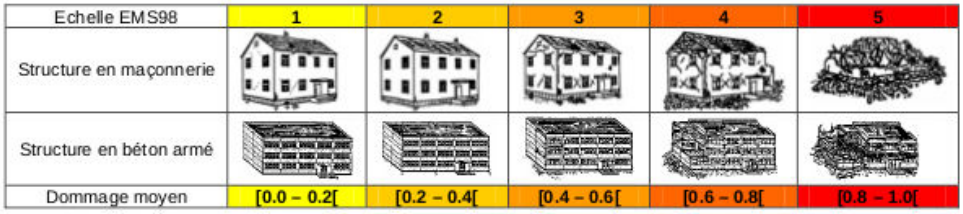



Fig. I.39 Comparaison entre l'échelle EMS 98 et celle du GNDT, (Gueguen *et al.*, 2007)

$y_c$ et est linéaire entre les deux. Les valeurs de $y_i$ et $y_c$ dépendent de $I_V$. Grâce aux retours des enquêtes post-sismiques, il est aussi possible d'évaluer le pourcentage de bâtiments concernés par un niveau de dommage, ce qui est très intéressant à grande échelle. Cette méthode présente l'avantage de reposer sur des analyses statistiques du comportement de maçonneries sous des séismes réels. La figure I.39 récapitule les correspondances entre l'échelle EMS 98 et les dommages GNDT.

### a.2 LV2 et LV3 : analyses en vue d'interventions structurelles

Le niveau d'analyse LV2 correspond aux évaluations en vue d'interventions localisées et limitées sur une structure. Le niveau LV3 correspond à l'évaluation poussée de la vulnérabilité de l'ouvrage et à la conception de renforcements qui modifient le fonctionnement supposé de l'édifice. Le niveau 1 sert à déterminer si des études LV2 et LV3 sont nécessaires. La méthode cinématique permet de calculer un facteur de sécurité $I_S$ pour chaque mécanisme, par une analyse qui correspond aux niveaux LV2 puis LV3, requis pour les MH.

#### b Spécificités du calcul de $I_v$ pour les églises

Dans le cas des églises, le code italien considère que la méthode pour calculer $I_V$ exposée ci-dessus n'est pas valide à cause de la trop grande complexité géométrique des édifices. Il préconise donc d'utiliser les mécanismes et macro-éléments définis pour l'étude cinématique décrite en I.3.1. Lors du relevé de l'édifice, on recense les macro-éléments pertinents et les mécanismes possibles, comme pour l'analyse cinématique. Puis on attribue à chacun des 28 mécanismes détaillés en section I.2.2 une note $\rho_k$ comme expliqué dans le tableau I.8. Cette note traduit l'importance du mécanisme dans le comportement général de l'église. Les facteurs de pondération $v_{ki}$ et $v_{kp}$ traduisent respectivement l'influence du nombre d'éléments augmentant la vulnérabilité et de ceux la diminuant (I.2.2 et I.2.3) pour chaque mécanisme. Ils sont calculés selon la méthode exposée dans le tableau I.9.

| **Note $\rho_k$** | **Mécanisme répertorié** | **Conditions** |
|---|---|---|
| 0 | tous | mécanisme impossible ou macro-élément absent |
| 0,5 | 4 et 5 | mécanisme possible |
| $0{,}5 < \rho_k < 1$ | 10, 11, 12, 18, 20, 22, 23, 24, 25, 26 | à moduler en fonction de l'importance du macroélément dans l'édifice |
| 1 | 1, 2, 3, 6, 7, 8, 9, 13, 14, 15, 16, 17, 19, 21, 27, 28 | mécanisme possible |

Table I.8 Facteurs d'importance des différents mécanismes de ruines possibles répertoriés

| **Nombre d'éléments augmentant la vulnérabilité $v_{ki}$ et la diminuant $v_{kp}$** | **Note sur leur efficacité** | **$v_{ki}$ et $v_{kp}$** |
|---|---|---|
| au moins 1 | 3 | 3 |
| au moins 2 | 2 | |
| 1 | 2 | 2 |
| au moins 2 | 1 | |
| 1 | 1 | 1 |
| 0 | 0 | 0 |

Table I.9 Facteurs de pondération pour le prise en compte des facteurs positifs et négatifs

L'indice de vulnérabilité de l'église est alors défini comme suit :

$$I_V = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} \tag{I.4.1}$$

La suite de la méthode est identique et permet d'obtenir les mêmes informations intéressantes sur le pourcentage de bâtiments endommagés par exemple. Toutefois, cette méthode est beaucoup plus longue que pour les bâtiments courants. En effet, même avec une longue expérience du terrain, il est rarement suffisant de voir le bâtiment pour déterminer si un mécanisme est possible ou non. Sauf dans le cas où le macro-élément n'est clairement pas pertinent, on a donc tendance à utiliser le $\rho_k$ maximum pour chaque mécanisme. De plus, il est difficile d'évaluer l'efficacité des renforcements qui sont parfois détériorés (Cf I.2.3). In fine, il est très délicat d'obtenir des résultats pertinents si l'on ne vérifie pas au préalable au moins l'activation des mécanismes et l'influence des confortements. Cela revient à effectuer des analyses cinématiques systématiquement, avec les limites soulignées en section I.3.1.c.

#### c Adéquation à la situation française et méthode VulnerAlp

Plusieurs remarques s'imposent sur l'utilisation des différentes méthodes exposées ici dans le contexte de France métropolitaine. D'une part, les typologies proposées ne correspondent pas forcément à la réalité du bâti français. Par exemple, même pour les églises, certains macro-éléments comme l'arc triomphal* sont systématiques dans la typologie italienne alors que nous n'en avons pas trouvé un seul parmi les 202 structures étudiées (Cf chapitre II). D'autre part, elles ont été établies sur la base d'observations post-sismiques, recensant le niveau de dommage observé en fonction de la nature de la construction. De fait, ces méthodes ont été publiées dans des pays à forte sismicité, ayant subi des dommages importants. Les niveaux forts d'aléa ont justifié l'établissement de méthodes ayant des coûts de réalisation difficilement mobilisables pour des régions à sismicité plus modérée telle que la France. Or des méthodes plus simples nécessitant un moindre coût de mise en œuvre, comme celle testée à Liège par Jongmans et Plumier (2000), ont montré une vulnérabilité moins importante que prévue par les méthodes des pays à forte sismicité.

Gueguen *et al.* (2007) ont donc proposé la méthode simplifiée VulnérAlp, adaptée aux zones à sismicité modérée. Le bâti existant français maçonné étant par certains côtés assez similaire à celui de l'Italie, la typologie retenue est basée sur celle du GNDT. Les coefficients de pondération et les scores italiens de chaque critère ont été adoptés mais considérablement allégés puisque aucun retour d'expérience exhaustif n'est disponible en France. Combescure *et al.* (2005) référencent les critères structuraux qui semblent les plus importants puisque présents dans toutes les méthodes. La première étape de la méthode VulnérAlp repose sur sept des paramètres définis dans la méthode du GNDT à l'exception de la position du bâtiment proposée par Jongmans et Plumier (2000) :

- matériau de construction (maçonnerie, béton armé, bois, acier, terre)
- époque de construction (avant 1945, de 1945 à 1970, de 1970 à 2000 ou après 2000)
- régularité en élévation (oui ou non)
- position du bâtiment (pente ou non), qualité du sol de fondation (rocher ou sédiments)
- position du bâtiment dans l'îlot (isolé, en extrémité, en travée ou en coin)
- régularité en plan (oui ou non)
- forme du toit (terrasse ou en pente)

Comme dans la méthode du GNDT, on estime le dommage moyen à partir de recherches visuelles de critères structuraux, mais très allégées. Le principal avantage de cette méthode est de ne pas nécessiter toutes les connaissances généralement nécessaires dans les autres méthodes. A Grenoble, des enquêtes ont même été menées auprès de la population pour obtenir rapidement un grand nombre d'informations sur le bâti. Appliquée au bâti niçois, elle donne une "note" sur l'échelle EMS98 inférieure d'un point à la méthode Risk-UE, ce qui souligne la nécessité d'utiliser en zones de sismicité modérée des méthodes qui leur soient destinées. Cette méthode permet d'avoir, à moindre coût, une première hiérarchisation de la vulnérabilité et de prévoir des études plus sophistiquées et plus coûteuses focalisées sur les ensembles de bâtiments apparaissant comme les plus vulnérables. Bien qu'apportant des résultats intéressants pour le bâti courant, cette méthode ne peut être appliquée en l'état au bâti historique car elle ne propose pas de typologie adaptée et ne peut tenir compte de leur comportement complexe très particulier.

### I.4.4 Courbes de fragilité

#### a Principe et intérêt

Toutes les méthodes présentées précédemment sont basées sur l'étude des dommages causés par des séismes survenus en un lieu donné, avec une amplitude particulière. Leur analyse a

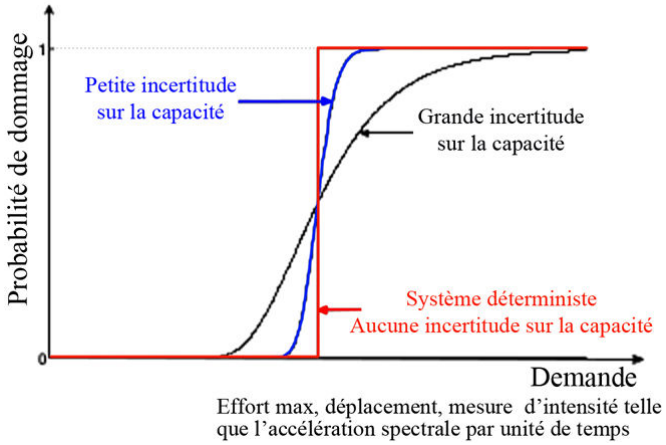



Fig. I.40 Description générale d'une courbe de fragilité : notion de variabilité

permis d'établir des courbes traduisant la relation entre ces dommages et des caractéristiques structurales définissant des classes de vulnérabilité. Ces courbes permettent, dans l'autre sens, de prévoir le niveau de dommage auquel s'attendre en fonction de l'intensité d'un séisme et de la classe de vulnérabilité. Mais on a vu que ces méthodes avaient leurs limites : leur coût, leur inadéquation en l'état aux pays à sismicité modérée et la définition de typologies adaptées.

L'autre approche possible est de se baser sur le comportement des structures obtenu par modélisation numérique. La vulnérabilité des structures y est représentée par des courbes de fragilité, illustrées en figure I.40. Elles sont probabilistes ce qui permet de les définir soit pour un grand nombre de bâtiments qui partageraient les mêmes caractéristiques structurelles bien définies, soit pour une structure particulière dont les caractéristiques ne sont pas parfaitement connues (bâti existant).
Elles peuvent donc donner à la fois la proportion de bâtiments endommagés pour un aléa donné et la probabilité d'endommagement d'un bâtiment particulier pour ce même aléa. Les courbes définies dans la méthode du GNDT par exemple ne permettent pas cette deuxième information. En effet l'approche par typologie ne prend pas en compte les défauts précis que peut avoir un bâtiment particulier, alors qu'une modélisation pertinente permet de développer des courbes de fragilité pour une structure particulière. Notons d'ailleurs que les MPD empiriques, obtenues grâce au retour d'expérience sont, par nature, des courbes de fragilité.

#### b Sources d'incertitudes et construction

Les courbes de fragilité définissent la probabilité pour une structure ou un élément d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage structurel ou non structurel défini. Plusieurs niveaux de dommages peuvent ainsi être étudiés. Cette probabilité est exprimée en fonction des paramètres représentant l'agression du mouvement sismique et peut s'exprimer par la formule générale suivante, avec $P_f$ la probabilité de défaillance, $D$ la demande sismique qui caractérise l'intensité du séisme envisagé et A la capacité de la structure :

$$P_f(D) = P(défaillance|D) = P(A < D) \tag{I.4.2}$$

On voit bien en figure I.40 que l'incertitude sur la définition de A par exemple introduit une variabilité importante de la courbe. Dans un système complètement déterministe, on connaîtrait exactement la valeur de la demande déclenchant l'endommagement d'un bâtiment. Mais les incertitudes liées 1) au modèle, 2) au paramètre d'endommagement et 3) mouvement sismique entachent la définition de cette valeur limite et produisent des courbes plus étalées.

Le premier point concerne la *fiabilité du modèle de la structure*. Dans le cas où l'étude est faite sur un ensemble de bâtiments, il faut s'assurer de la validité des types structuraux et des critères structuraux utilisés : matériaux, hauteur, superficie, système structural... Si l'étude de la fragilité sous séisme est statistique et probabiliste, l'analyse du comportement des structures en revanche doit être déterministe. Pour chaque scénario conjuguant les différentes variables choisies, les résultats de l'analyse ne doivent pas être entachés d'incertitude, afin de permettre des statistiques pertinentes. Or nous avons montré en section I.3 que l'étude des MH, particulièrement des églises, faisait intervenir des inconnues d'autant plus nombreuses que l'édifice était ancien et dégradé. On n'est donc jamais dans le cas déterministe de la figure I.40, impossible à atteindre.

Le deuxième point concerne les niveaux de dommage servant à la construction des courbes. Il est important de s'assurer qu'ils caractérisent bien les étapes de dégradation et tous les modes de ruine de la structure étudiée, sous une intensité sismique croissante. Pour les bâtiments modernes, plusieurs indices sont utilisés : déplacement inter-étage maximal, angle de rotation différentielle maximal entre deux étages consécutifs, déplacement maximal au sommet (Cornell *et al.*, 2002; Kinali et Ellingwood, 2007; Yun *et al.*, 2002). Brun (2002) propose d'utiliser la chute de fréquence propre : le bâtiment est en léger dommage avec une chute de moins de 15%, en dommage contrôlé à moins de 30% et en dommage important jusqu'à 50%.

Le troisième point concerne la nature de la sollicitation sismique, soit le choix des accélérogrammes. Il faut être sûr d'avoir sollicité la structure selon toutes les demandes nécessaires à la description complète de sa fragilité, de l'état non endommagé à la ruine. Brun (2002) recense les nombreux paramètres dits de "nocivité" pour classer les signaux. Biasio *et al.* (2014) proposent une nouvelle mesure d'intensité, preuve que cette thématique est un sujet de recherche actif. Toutefois le PGA reste le plus connu. Schématiquement, le PGA est bien adapté aux hautes fréquences, le maximum de déplacement horizontal (PGD) aux basses fréquences et le maximum de vitesse horizontale (PGV) à des fréquences de l'ordre du Hertz. Pour notre étude, des églises où les fréquences sont plus élevées que dans un bâtiment neuf élancé, le PGA est donc pertinent. D'autre part, les accélérogrammes utilisés peuvent être des séismes simulés pour un contexte connu, des séismes simulés conformément aux spectres réglementaires ou des séismes enregistrés. La multiplication d'enregistrements de séismes modérés par une constante pour obtenir des mouvements plus forts n'est pas satisfaisante car les séismes forts n'ont pas le même contenu fréquentiel que les modérés (Perrault, 2013).

A cause de ces nombreuses incertitudes, la courbe de fragilité n'est donc pas construite pour un scénario précis mais basée sur une variable aléatoire autour de laquelle sont réalisées les analyses de capacité. On peut s'intéresser à la nature du séisme, aux caractéristiques des matériaux de la structure, à sa géométrie etc. Ces variables peuvent intervenir simultanément dans les mêmes analyses. Le nombre de scénarios est donc très important pour couvrir toute la plage des paramètres d'entrée. Pour chaque scénario, on calcule le ou les critères choisi(s), par exemple les déformations inter-étages maximales ou le déplacement en tête. Ces résultats constituent la base de données servant à construire les courbes de fragilité.

Il faut ensuite synthétiser le comportement de la structure par les courbes de fragilité. Il s'agit de calculer la probabilité que la capacité de la structure soit supérieure à la valeur seuil $d_i$, soit la probabilité que le niveau de dommage seuil ne soit pas atteint et qu'en même temps la demande sismique soit égale à cette valeur. Cette probabilité est directement conditionnée par les réponses de la structure contenues dans la base de données sous divers scénario simulés d'une part et les valeurs seuils des critères choisis $d_i$ d'autre part. Nous détaillerons la méthode d'estimation de la probabilité que nous utiliserons au chapitre V.

#### c Difficultés et avantages de cette méthode pour l'étude des MH

La construction de telles courbes, numériques et systématiques, n'est pas encore développée sur les MH pour plusieurs raisons. En effet actuellement seules des structures modernes sont analysées de cette façon parce que sur ces bâtiments de conception connu, la modélisation est plus aisée. Même des modèles très simplifiés permettent d'obtenir des résultats pertinents. Par exemple Perrault (2013) et Michel *et al.* (2010, 2008) étudient des édifices des années 60 ou, à grande échelle pour Michel, la ville de Grenoble, dans laquelle les édifices construits avant 1940 sont en très forte minorité. Perrault détaille d'avantage un collège de 1970 et une tour en béton armé construite en 2001. Pour ces structures ils proposent tous les deux des modèles extrêmement simplifiés de type modèle discret 1D ou "modèle brochette", où la masse de chaque étage est concentrée en des points. Sahlaoui (2011) étudie la tour de l'Ophite à Lourdes construite en 1972. Il utilise aussi des modèles discrets 1D et propose l'utilisation d'un modèle discret 3D basé sur l'identification d'un modèle équivalent par macro-éléments ou "Equivalent Frame by Macro Elements" Ces techniques de modélisation ne sont guère utilisables pour des MH au fonctionnement structurel beaucoup plus complexe et difficilement simplifiable puisque leur connaissance est délicate et coûteuse, avec des documents graphiques de mise en œuvre particulièrement rares. De plus, les critères seuils utilisés pour définir les niveaux de dommages de chaque courbe sont nombreux. Mais jusqu'à présent, aucun n'a été expressément défini pour les monuments anciens. Or on ne peut pas assimiler les modes de ruine d'un bâtiment ancien en maçonnerie, de par sa morphologie, sa mise en œuvre et son état de conservation et sa complexité, à ceux des bâtiments modernes. Il n'est donc pas possible d'utiliser les mêmes valeurs seuils.

Toutefois, les courbes de fragilité sont des outils puissants qui permettent de traiter à la fois des informations à l'échelle de la structure et à l'échelle du territoire. Perrault (2013) a montré qu'à l'échelle d'un bâtiment particulier moderne donc plutôt bien connu par rapport à un MH, la variabilité provenant de la définition du modèle de comportement était faible comparée à celle provenant des sollicitations. Cependant, cette même variabilité est beaucoup plus importante lorsqu'on étudie la vulnérabilité d'une typologie de bâtiments car les comportements au sein d'un type peuvent être très différents. Cet auteur souligne l'importance de la définition des typologies et la nécessité de prendre en compte un maximum de critères et d'informations sur les bâtiments afin de réduire la variabilité du modèle. On revient donc à des impératifs qui recouvrent ceux propres aux MH. Il n'y a donc pas d'incompatibilité entre cette approche globale aux résultats assez complets et l'analyse d'édifices anciens.

## I.5 Définition de l'objectif et des moyens de la thèse

Nous avons souligné deux caractéristiques des monuments anciens. Tout d'abord leur grande vulnérabilité sismique impose, pour éviter tout dommage irréparable, de se donner les moyens d'intervenir en amont pour éventuellement renforcer préventivement les édifices qui en ont besoin. Pour ce faire il est nécessaire de se doter d'*outils de choix*, notamment dans les pays à sismicité modérée aux moyens de prévention restreints. Ceux-ci doivent être basés à la fois sur une *connaissance étendue du patrimoine* afin de ne pas laisser de côté les ouvrages les moins prestigieux, et sur une *connaissance fine de chaque structure*, afin de proposer des diagnostics structurels pertinents même en première approche. En effet ces outils visent à sélectionner les bâtiments qui nécessitent des études plus poussées voire à terme des renforcements. Les méthodes d'étude de vulnérabilité à grande échelle disponibles, notamment les courbes de fragilité, apportent des résultats intéressants mais ne sont pas adaptés aux particularités des édifices anciens.

D'autre part, le diagnostic des édifices anciens en maçonnerie doit gérer le *nombre important*

*d'incertitudes* voire d'inconnues. Celles-ci sont liées autant à la structure, à sa mise en œuvre, aux matériaux utilisés et leur état de conservation qu'aux sollicitations, tant statiques que dynamiques. Les outils d'*analyse structurelle* préconisés notamment par le code italien pour les édifices anciens sont de plus en plus performants. Mais ils ne permettent pas encore la prise en compte efficace des *deux échelles d'études* à cause des difficultés de mise en œuvre. Des études à grande échelle sont notamment impossibles avec les modèles numériques structurels nécessairement détaillés. Dans le cas des approches plus adaptées au territoire, les informations données sur les structures restent très lacunaires.

Afin de répondre à ces deux enjeux, nous voulons proposer une méthode d'analyse de vulnérabilité sismique à grande échelle et des outils de discrimination des ouvrages les plus vulnérables, qui intègre des données architecturales, mécaniques et géographiques. Le but final sera de produire un catalogue des risques potentiels hiérarchisés pour le patrimoine bâti de toute une région, en déterminant et en classant les modes de dommages. La méthode devra aussi être compatible avec des techniques d'analyse permettant un diagnostic complet des bâtiments les plus exposés. Cette méthode, appliquée ici au patrimoine baroque alpin, devra pouvoir être étendue à d'autres types architecturaux et d'autres régions à sismicité modérée. Utilisée par les collectivités, les Architectes en Chef des Monuments Historiques* (ACMH) en charge des Monuments Classés, ou tout architecte du Patrimoine, elle devrait permettre à terme d'élaborer des solutions préventives de confortement respectueuses du caractère historique, sans avoir à fournir des études longues. Les collectivités sont parfois forcées par le coût de celles-ci à faire des choix drastiques en terme d'entretien de leur patrimoine et à abandonner les édifices les moins prestigieux. Elle permettra donc un premier tri sans discrimination des ouvrages sur d'autres critères que le critère structurel de fragilité, pour guider les investigations futures. Celles-ci resteront des études au cas par cas, nécessitant un gros investissement sur le terrain comme décrit en I.1.3 et des compétences certaines en modélisation numérique. Cette méthode vise donc à fournir un outil adapté aux monuments anciens en zone de sismicité modérée, à optimiser le temps d'étude dans un domaine ou les ressources de temps et de moyens sont limitées, mais pas à remplacer l'expertise existante.

Cette méthode de diagnostic, basée sur la modélisation numérique par Éléments Finis de bâtiments historiques et leurs réponses vis-à-vis des séismes, s'appuie sur une hiérarchisation des niveaux de modélisation : modèle linéaire sur l'ensemble des édifices concernés, puis modèle non linéaire plus détaillé dans le cas des structures ayants fait apparaître un niveau de risque marqué lors de l'analyse linéaire. Les courbes de fragilités seront utilisées comme outils de criblage, pour passer d'une étape à l'autre de la méthode et fournir les diagnostics de vulnérabilité de tout le patrimoine étudié.

Compte tenu des fortes contraintes exposées jusqu'ici, notre démarche doit donc répondre à deux impératifs principaux :
- Offrir une *analyse pertinente et fiable du comportement sous séisme* de structures historiques maçonnées à partir de modèles tout de même simples
- Contenir le *nombre de modèles numériques* nécessaire au diagnostic d'un patrimoine complet, même si celui-ci regroupe un grand nombre de bâtiments.

Les points suivants constituent, en conséquence, la trame de la stratégie retenue pour cette méthode de criblage :

1) **Définir des types d'ouvrages** adapté au patrimoine étudié et permettant en première approche de travailler par groupe. C'est le travail que nous présenterons au chapitre II. Il aboutit à la proposition de deux typologies adaptées à l'ensemble d'édifices traités : une pour les églises et une pour les chapelles.

2) **Construire des modèles aux éléments finis pertinents**. Pour cela nous avons défini une méthode en 6 étapes de construction et validation des modèles, adaptée à des zones de

sismicité modérée et à des bâtiments complexes mal connus. Les deux premières étapes, la construction des maillages et la définition des stratégies de modélisation adaptées aux spécificités du bâti étudié, seront détaillées dans le chapitre III. Les quatre suivantes visent à caler le modèle grâce à des mesures in situ et à le valider. Elles seront présentées au chapitre IV.

3) **Définir les critères nécessaires à l'évaluation de la vulnérabilité** des types étudiés, afin de construire les courbes de fragilité visées. L'évaluation de la pertinence des critères nécessitera la confrontation de plusieurs types de modèles et d'analyses. Cette partie du travail sera présentée dans le chapitre V, et permettre de définir des courbes de fragilité pour NDG, bouclant ainsi la boucle de l'architecture au génie civil et vice et versa.

# Chapitre II

# Recensement et classement typologique du patrimoine baroque des Hautes Vallées de Savoie

## II.1 Contexte géographique, historique et sismique de l'aire étudiée - émergence du baroque savoyard

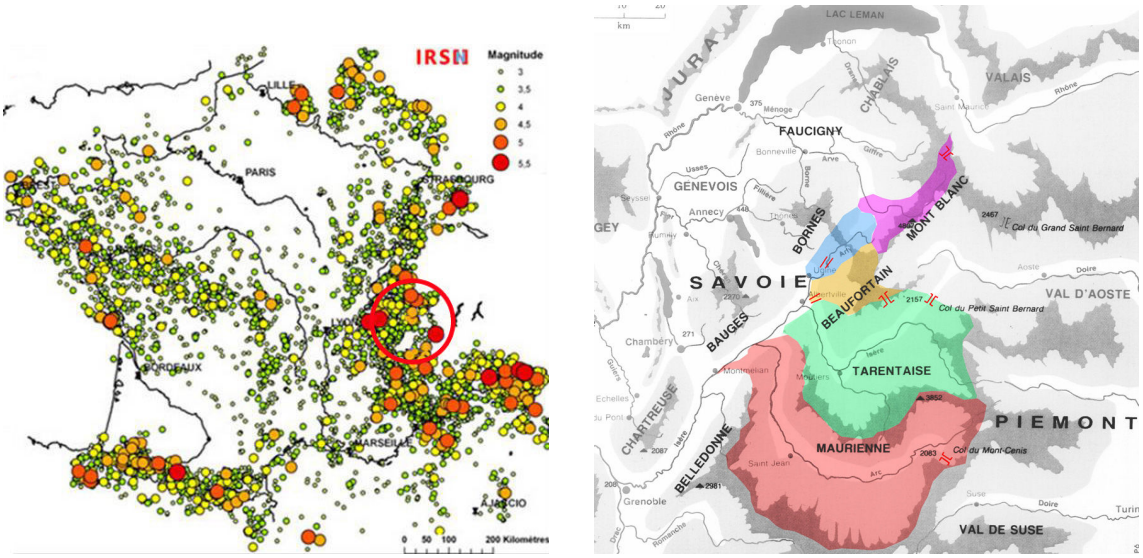
Avant de décrire, de recenser et de faire le diagnostic structurel du patrimoine baroque des Hautes vallées de Savoie, il convient de définir ces dernières un peu plus précisément afin de souligner la cohérence de l'ensemble d'étude dégagé. Cela nous permettra de montrer quelles causes profondes ont engendré le mouvement architectural et artistique des édifices étudiés ici. On ne pourra montrer à quel point celui-ci est exceptionnel sans souligner auparavant toutes les difficultés qui s'y opposaient. Les permanences des constructions religieuses de ces zones, soumises à de dures conditions climatiques, permettront de mieux comprendre les spécificités des édifices de la période baroque.

### II.1.1 Caractéristiques de la Savoie et des Hautes vallées

#### a Entité géographique

D'un point de vue géographique, la délimitation de la Savoie au Nord-Ouest de l'arc alpin est assez claire : au Nord, le lac Léman, à l'Ouest la vallée du Rhône, au Sud et à l'Est les sommets très élevés des chaînes de Belledonne, des Sept Laux, de la Lauzeière et du Mont-Blanc (Cf fig II.1). L'opposition assez nette de climat et de pente entre les versants italien et français décrit bien la barrière de l'Est. Les marges bordières imprécises et mal fixées par la géographie et l'histoire sont rares, même proche de la plaine. Seules les zones de Genève et du Guiers Vif dans le massif de Belledonne sont disputées jusqu'à la fin de XVIIIe. Coincé entre les sommets et le fleuve, ce territoire constitue une unité inscrite dans le sol (Blanchard, 1938-1956).

Toutefois, le rôle de frontière entre deux états joué par la ligne faîtière des Alpes est récent. Les populations locales des deux versants empruntaient de nombreux cols et passes, conduisant à de perpétuels échanges voire à des contacts quotidiens, de chevauchements d'alpages et de propriétés qui se lisent encore de nos jours. On peut voir en figure II.3 ces cols qui reliaient le Valais au Haut Faucigny, le Val d'Aoste à la Tarentaise et au Val Montjoie, le Val de Suse à




a) b)

Fig. II.1 Localisation et sismicité des Hautes Vallées. a) Carte de la sismicité française instrumentale et localisation de la zone d'intérêt. b) Situations et appellation des Hautes vallées de Savoie étudiées

la Maurienne. Le haut des vallées est donc paradoxalement très ouvert, au propre comme au figuré. À l'inverse, dans le bas des vallées se trouvent de véritables frontières naturelles, les cluses, passes et verrous stratégiques dans l'histoire du Duché (Duparc, 1951). Par exemple les vallées suspendues de Belleville ou Pralognan en Tarentaise étaient mieux reliées à la Maurienne par les hautes passes de la Vanoise qu'au bas de la Tarentaise par les gorges du Doron. Ces relations fortement dépendantes du relief, cloisons ou voisinage, ont joué un rôle capital. Elles expliquent à elles seules dans l'histoire de l'art local les dissemblances significatives entre l'amont et l'aval d'une même vallée et les affinités d'un versant à l'autre des cols. Elles ont aussi morcelé un territoire qui semblait homogène à grande échelle en de multiples entités distinctes, phénomène souligné tout au long de l'histoire du duché dans la constitution des divers comtés ou provinces.

### b Entité historique et économique

La configuration géographique de ce territoire le prédestinait au rôle stratégique de "portier des Alpes" que le Duché a toujours cherché à lui réserver. À l'ouest la Savoie prend appui dans la plaine, jusqu'à la Saône et le Jura avant le traité de Lyon de 1601. Trois cluses principales permettent de rejoindre la Combe de Savoie et apportent les influences françaises, d'importance capitale tout au long de la construction du Duché et de la période baroque. À l'est les cols constituent les passages obligés vers le reste du duché et la Suisse. Cet enjeu a été compris dès le Xe siècle par la dynastie des BlancheMains, qui s'est employée à évincer les premiers propriétaire féodaux, notamment les évêques, pour maîtriser tous les passages afin d'asseoir sa prospérité et sa fortune politique. Mais contrôler le passage représente aussi une servitude permanente.

D'une part, le territoire est sans cesse traversé de part en part, ce qui le rend vulnérable. La Combe de Savoie sert de point de départ aux grandes vallées du massif : Tarentaise à Conflans, Maurienne à Montmélian, Val d'Arly à Ugine, ouverture à l'Ouest vers Grenoble ou Annecy. Elle a très tôt été couverte de forteresses, Ugine, Conflans, Miolans, Montmélian, qui rappellent combien cette zone a subi d'invasions étrangères. La guerre a été endémique entre la Savoie

et le Dauphiné aux XIIIe et XIVe siècles. Puis les conflits avec la France lui ont succédé jusqu'à la fixation définitive de la frontière en 1760. De 1537 au début du XVIIe, Saint Jean de Maurienne a ainsi été mise à sac par les soldats italiens du Comte de Saint-Pol, par les troupes espagnoles faisant la navette entre l'Italie, la Franche Comté et les Flandres, par les détachement de Lesdigière et ceux de Créqui, et même par les garnisons ducales (Avezou, 1944) !

D'autre part, cette situation a empêché la fixation précoce d'une capitale. Chambéry, capitale du pouvoir depuis 1295, est officiellement abandonnée pour Turin en 1563, tout en restant un centre administratif. La médiocrité des édifices urbains de l'époque classique comparée à l'architecture de la période flamboyante témoigne de ce renversement de situation qui se ressent dans toute la partie française du duché. La défiance du gouvernement central vis-à-vis des savoyards "français" ne fait que renforcer celle de ces derniers vis-à-vis du gouvernement qui les a abandonnés aux occupations successives. Le découpage des diocèses est l'illustration la plus flagrante de ce détachement progressif. Toute la Savoie propre était rattachée au diocèse de Grenoble, française depuis 1349... Quant aux fidèles du Belley, rattaché à la France en 1601, ils sont abandonnés par le duché qui les laisse en diocèse français.

Pourtant aux confins des mondes français, alémanique et italien, le territoire savoyard n'a pas brillé dans l'histoire de l'art, en offrant une synthèse originale des divers brassages qu'engendrait l'énorme circulation alpine, contrairement à la route de Saint Jacques de Compostelle. En sus des explications apportées ci-dessus, le morcellement géographique et humain, les flux de soldats, le poids des diocèses et leur lente décrépitude alors même qu'ils avaient la main mise sur une partie importante du territoire, ont engendré une antinomie entre ce territoire et la politique générale ainsi qu'une persistance indéracinable des particularismes locaux. Pour toutes ces raisons, les tentatives d'implanter un art venu de l'extérieur ne pouvaient qu'échouer. En tout état de cause, avant la période qui nous intéresse, la vocation militaire de la zone qui nous préoccupe, l'empêchait de se préoccuper d'architecture.

### II.1.2 Spécificités de la zone retenue pour l'étude

#### a Définition des limites géographiques

Pour un travail de trois ans, le territoire présenté ci-dessus et étudié par Oursel (1975) semblait peu réaliste. Nous avons donc choisi de nous concentrer sur la partie est de la Savoie, les verrous et la Combe de Savoie constituant une démarcation entre l'Est montagneux mais ouvert et l'Ouest. De cette façon, nous pouvons prétendre à une plus grande homogénéité architecturale, ec que confirme le relevé exposé en section II.2.1. La Combe de Savoie constitue donc notre limite occidentale. Son versant Ouest ou Nordest moins raide, plus ensoleillé et beaucoup plus construit. Les églises y sont presque invariablement construites en terrain plat, de dimensions plus importantes : Marthod, Allondaz, Gilly. De plus, elles réutilisent souvent des éléments d'églises plus anciennes, de construction plus noble que les autres églises du panel, comme l'église de Gilly avec sa tour clocher et son chœur gothique (Cf fig II.2). D'autre part cette zone est actuellement assez pauvre, ce qui a visiblement conduit à des "rénovations" radicales au XXe siècle - béton, enduit ciment, restauration à l'eau de javel des peintures et statuaires - qui ont amoindri l'intérêt patrimonial des édifices. Enfin, cette zone a toujours été très habitée. Les édifices y ont donc été beaucoup plus adaptés au fil des siècles, brouillant la lecture patrimoniale. Au Nordnous avons poussé la limite jusqu'à la vallée de Chamonix sans respecter les limites départementales pour inclure tout le Val d'Arly, la combe de Passy et la vallée de Chamonix, ce qui nous permet de tenir compte des nombreuses relations entre le Beaufortain et de Val Montjoie. On couvre ainsi tous les territoires où s'est développé le baroque savoyard, à l'exception de la vallée du Giffre plus septentrionale dans le Chablais et des villes de la frange Ouest (Chambéry, Annecy) présentant un baroque citadin particulier.

a) b)

Fig. II.2 Église Saint de Gilly-sur-Isère. a) Clocher-chœur du XIIe. La partie haute du clocher, au dessus du cordon, a été modifiée deux fois depuis 1950. b) Chœur gothique

### b Description des subdivisions géographiques

Le site d'étude est constitué de 5 zones distinctes, (Cf fig II.3), partie la plus massive et la plus élevée des Alpes de Savoie, qui culmine à la Grande Casse en Vanoise à 3855m d'altitude.

**Beaufortain** C'est le bassin versant du Doron de Beaufort et de ses affluents. Le Doron coule d'est en ouest, ouvre sur une plaine alluviale en aval de Beaufort et creuse des gorges étroites en aval de Queige qui constituent un verrou vers la Combe de Savoie et Ugine (Cf carte II.3). Il s'étage de 450m à Queige à 2888m et constitue une entité homogène, organisée dès le Xe autour de l'exploitation de la forêt et du bétail. Le déplacement estival permanent des troupeaux explique la multitude de chalets d'alpages et de chapelles. Cette exploitation organisée et l'accès limité par les gorges à l'Ouest et les cols inaccessibles en hiver, expliquent le peu de modifications économiques, donc architecturales sur les églises, aux XIXe et XXe siècles.

**Maurienne** Vallée de l'Arc et de ses affluents, elle s'étage sur 120km de 3642m à la frontière italienne à 300m au niveau de la Combe de Savoie. On distingue :

1. *Basse Maurienne*. De son débouché à La Chambre, la vallée est densément boisée, avec un fond large, plat et encaissé. Ses parois sont abruptes avec un dénivelé moyen de 2000m entre la base et les sommets proches.
2. *Moyenne Maurienne*, de La Chambre à Modane. Elle est constituée par un fond de vallée très étroit qui s'ouvre par des défilés sur des bassins reliés à des vallées latérales qui concentrent habitations et activités grâce aux nombreux torrents. En dépit de la longueur considérable, l'altitude varie peu.
3. *Haute Maurienne*, après la barrière de l'Esseillon. Succession de verrous glaciaires s'ouvrant sur des cônes de déjections, c'est une zone de passage commercial et guerrier depuis l'antiquité. Le fond de vallée passe de 1200m à Modane, à 1850m à Bonneval-sur-Arc.

**Haut Faucigny – Pays du Mont Blanc** La partie haute du bassin versant de l'Arve s'étage de 3100m à la frontière avec la Suisse, à 520m au fond du bassin de Passy. Le fond de la vallée est fortement urbanisé depuis longtemps, et industrialisé depuis le XVIIIe. On distingue le bassin de Passy et Sallanche, sur lequel s'ouvrent le Val Montjoie et le Val d'Arly, de la partie en amont de Servoz, où les versants sont raides et ne s'ouvrent sur aucune vallée perpendiculaire.

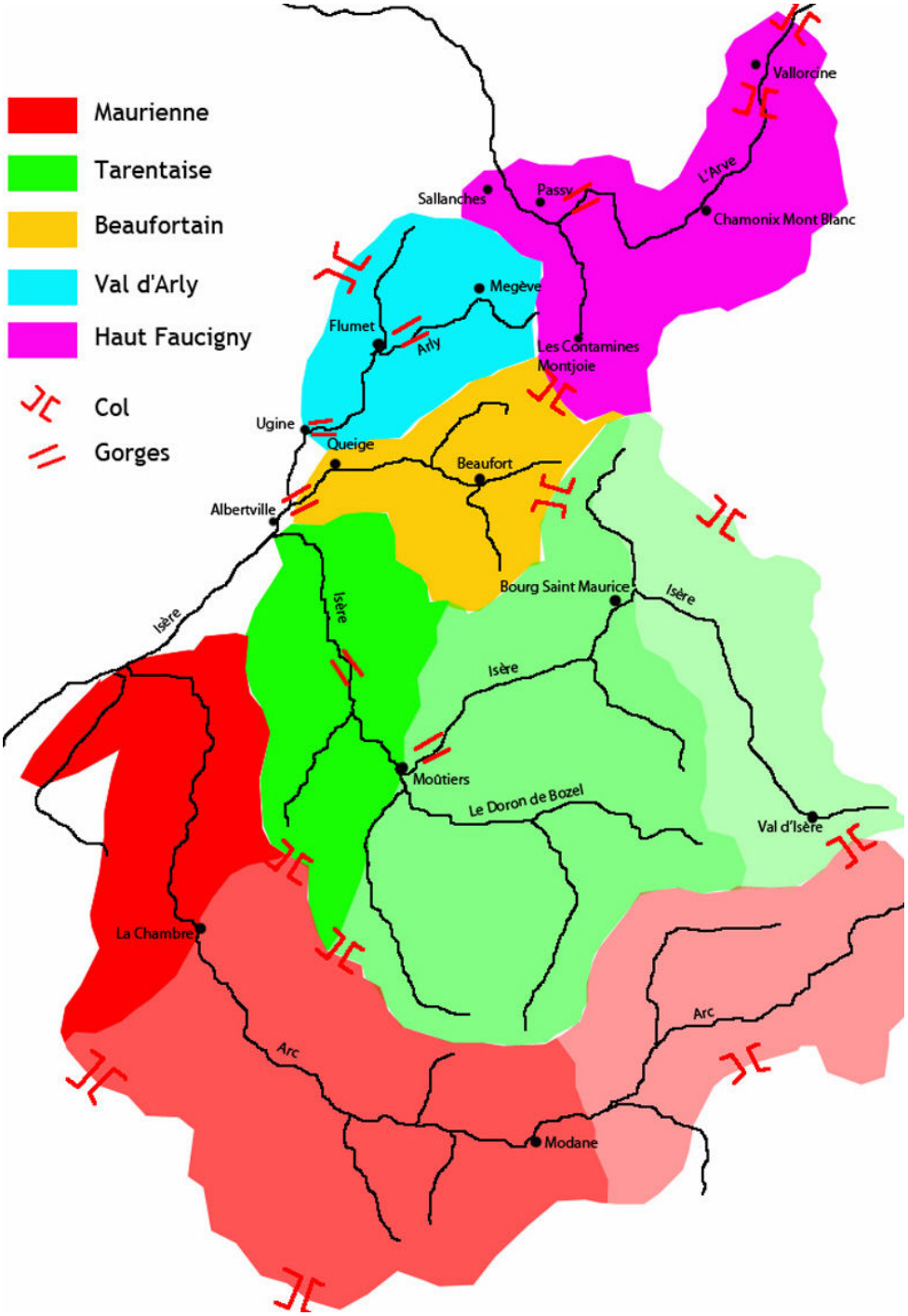



Fig. II.3 Entités géographiques

**Tarentaise** Elle est constituée de la haute vallée de l'Isère, de sa source jusqu'aux portes d'Albertville, et de son bassin versant, vallées perpendiculaires affluentes. La vallée principale est une vallée glaciaire, encaissée et très étroite à certains endroits, bordée au Nordpar les massifs du Beaufortain et du Mont-Blanc, et au Sud par la Vanoise et la Lauzière. On distingue :

1. *La Basse Tarentaise* d'Albertville à Moûtiers, où la vallée est très encaissée, avec un fond de vallée plat passant de 340m à 550m d'altitude.
2. *La Moyenne tarentaise* entre Moûtiers, 550m d'altitude, et Bourg-Saint-Maurice à 840m.

La vallée est plus ouverte grâce à une succession de bassins où se concentre l'activité. On trouve des coteaux bien exposés au soleil et des vallées d'altitude perpendiculaires comme celle de Nâves ou de Belleville. Elle communique avec la basse Maurienne par des cols.

3. *La haute Tarentaise* de Bourg Saint Maurice au col de l'Iseran à 2764m, passage vers la Maurienne. La vallée redevient plus étroite et les verrous glaciers plus nombreux.

**Val d'Arly** Passage entre le Haut Faucigny et la Combe de Savoie. De Combloux, 900m d'altitude, à Megève 1090m, on monte dans une vallée très ouverte, où les habitations sont nombreuses et anciennes. Puis la vallée de l'Arly se referme progressivement jusqu'à Flumet, éperon rocheux au-dessus de l'Arly. De Flumet à Ugine, 420m d'altitude, les gorges de l'Arly sont très encaissées et les versants abrupts très boisés.

### c Entité religieuse et humaine

Jusqu'au XIe siècle, le monachisme se limite aux préalpes alors que deux abbayes d'importance sont implantées à la Novalèse et Saint-Michel de la Cluse, accentuant encore les particularités religieuses de l'est de la Savoie. À partir du XIIe siècle, les installations se multiplient, modifiant profondément l'économie préexistante, la répartition des terres et l'art de bâtir (Perret, 1953). Les voûtes d'ogives pénètrent dès le début du XIVe siècle dans le massif (Contamines, Abondance). C'est aussi le point de départ d'une ferveur catholique jamais démentie dans les hautes vallées, qui rendra possible l'élaboration du baroque savoyard malgré l'environnement de montagne hostile qui ajoute des difficultés à celles soulignées précédemment.

Les conditions d'existence, de gîte et d'hygiène misérables rendent toute spéculation dispendieuse et gratuite inepte. Oursel (1975) décrit le paysan savoyard des XVIIe et XVIIIe siècles comme "parcimonieux jusqu'à l'avarice et comptable du plus infime de ses deniers ; réservé jusqu'à la défiance et ne consentant à se prêter qu'à des valeurs qu'il ait sûrement éprouvées". Dans l'artisanat local, seules deux exceptions à l'absence quasi totale d'artiste dépassent les frontières de la Savoie. En Haute-Maurienne, l'art populaire se traduit par des générations de familles qui perdurent sur plusieurs siècles comme celle des Clappier à Bessans, ou des Dufour à Saint Jean de Maurienne. D'autre part les tailleurs de pierre et maçons de la vallée de Sixt en Faucigny, à la frontière Nord de notre zone d'étude, sont les auteurs des rares appareillages et des maçonneries soignées de notre zone d'étude et essaiment dans toute la Savoie et au-delà aux XVII et XVIIIe (Dechavassine, 1952). En 1726, on dénombre 88 maçons et 6 tailleurs de pierre à Sixt, contre 4 maçons à Vallorcine. En dehors de ces deux zones, les besoins esthétiques et religieux, même durant la période qui nous préoccupe, sont comblés soit par des dons extérieurs, soit le plus souvent par des constructions locales grossières, ce qui explique, au-delà des variations de style, la permanence de certaines formes imposées à l'origine par les contraintes physiques.

### d Conditions d'une entité architecturale vernaculaire homogène

La rudesse des conditions de vie, l'impossibilité du gaspillage, la nécessité de se protéger s'expriment dans une architecture vernaculaire austère à l'extérieur, de construction grossière, dans laquelle les variantes notables concernent essentiellement le décors et le second œuvre. Comme le souligne Castelnuovo (1979), s'il n'existe pas de "race alpine", les problèmes communs aboutissent néanmoins à une uniformisation de la production artistique. Ces traits communs, explicités ci-dessous, justifient les limites de l'étude.

**La pente.**

Site et églises sont étroitement liés, que ce soit au milieu des bourgs de fond des vallées (Champlaurent), barrant une cluse (ND de Briançon, La Léchère), au milieu de chalets d'alpage

a)

b)

Fig. II.4 Des sites très variés a) Sanctuaire Notre-Dame des Vernettes, commune de Pesey-Nancroix, 1808m d'altitude b) Chapelle de hameau : Saint Alexis, Luzier, Sallanche.

(Saint-Nicolas-la-Chapelle) ou dans des lieux inaccessibles (ND de Tierce à Bessans, ND des Vernettes, Fig. II.4a). D'une grande ferveur religieuse, les savoyards ont résisté aux tolérances liturgiques acceptées dans les plaines et respecté jusqu'à la fin du XVIIIe l'orientation traditionnelle, chevet exposé à l'est, même s'il correspond plus au levant, en fonction de la pente du versant et de l'orientation de la vallée. La règle ne vaut pas pour les chapelles car elles ont été construites sur des surfaces exiguës bien après la construction des maisons environnantes (Cf Fig. II.4b). La pente complique tout chantier, pour trouver un espace plat assez grand, y bâtir des fondations correctes, comme pour le transport onéreux et périlleux des matériaux.

**Les matériaux limités**.

À la difficulté du transport imposant d'utiliser des matériaux locaux et d'en tirer le parti maximum, il faut ajouter que les matériaux locaux ne sont guère abondants et de grande qualité. Les Alpes de Savoie ne disposent pas de grands gisements de pierres nobles, marbres ou granits, comme les versants italiens. Dans les régions boisées comme le Beaufortain ou le Val d'Arly, les maisons ne sont que partiellement en pierre, tout le reste étant en bois pour exploiter un matériau courant, y compris les toitures recouvertes de tuiles en sapin appelées tavaillons. Quel que soit le matériau, les murs sont considérablement épais. Il est courant que toute la base du mur, voire le mur dans son ensemble, serve de contrefort.

*Pierres.*

Le *tuf* est une pierre poreuse qui devient plus solide après sa sortie de carrière, de couleur variant du gris au jaune soutenu. Mais le savoir faire de sa taille s'est perdu depuis l'époque médiévale. Les *galets et cailloux* des torrents servent pour les blocages et les voûtes. La *cargnieule*, présente surtout en Hautes Maurienne et Tarentaise, est légère et devient poreuse à l'air, de teinte jaune à rouille. Elle est employée pour les tours de portes et de fenêtres. Les *calcaires schisteux, schistes lustrés ou marneux* se délitent en pierres plates et composent entièrement les maisons de Hautes Maurienne et Tarentaise. Les toiture sont faites de lauzes, grandes pierres plates empilées en se chevauchant ; les murs de pierres plates posées alternativement en retrait et en saillie. On trouve quelques *roches métamorphiques et granits*.

*Bois.*

Les communes les plus élevées se situent au dessus de l'étage montagnard avec ses hêtres et ses épicéas, voire de la zone de transition où l'on trouve pins et mélèzes. Dans les églises, le

a)

b)

Fig. II.5 Matériaux de construction : a) chapelle Saint-Antoine et église Saint-Jean Baptiste, Bessans : silhouette basse, murs en pierres plates et toit en lauzes. b) église Saint-Jacques d'Assyrie, Hauteluce : Portail en cargneule et micaschiste issus des alpages au-dessus du village (MonuMAT, 2015).

bois est utilisé en charpente et pour les décors intérieurs, notamment les sculptures, la poutre de gloire et les retables.

*Matériaux de couvertures*

Ils soulignent plus encore l'économie de la construction : en haute Tarentaise ou Maurienne, les édifices sont couverts en lauzes, le bois étant rare et précieux. Dans les basses vallées, les ardoises ont toujours été exploitées, notamment celles de Cevins, La Bathie, Beaufort réputées au XVIIIe et couvraient les églises. Pour les chapelles, des tavaillons étaient utilisés car moins onéreux.

**La neige.**

Elle réduit l'horizon au voisinage le plus immédiat de novembre à avril, et peut tomber dès la fin de l'été. La couche sur les toitures, dépassant parfois un mètre, sert d'isolation contre le froid. Mais elle pèse aussi très lourd sur les charpentes, qui doivent être adaptées à cette charge supplémentaire et semblent sur-dimensionnées l'été. De plus des congères sapent les murs, notamment Sud et ouest. C'est pourquoi la plupart des églises et chapelles s'ouvrent au Nord, direction la moins vulnérable aux neiges bien que particulièrement froide en cas de bise. Les pluies sont abondantes, notamment dans le Nord, et les orages violents fréquents. La maçonnerie de mauvaise qualité, résiste mal comme le prouvent les nombreux récits d'effondrements (Desse *et al.*, 2002; Viallet, 1993).

**Un printemps très court.**

Le temps manque pour effectuer toutes les réparations dues à l'hiver, avant le court été pendant lequel les troupeaux ne permettront plus de s'occuper du bâti. De plus, la fonte des neiges rend peu durables les réparations faites à la va-vite dans une atmosphère trempée.

### II.1.3 Effervescence artistique : de nombreux facteurs

Aux XVIIe et XVIIIe siècles, après des décennies de guerres et de nombreuses épidémies qui ont ravagé la Savoie, le duché connaît une effervescence artistique très importante. Plusieurs causes expliquent cet essor artistique dans notre zone d'étude.

### a Contre-Réforme et Concile de Trente

L'Europe de l'époque moderne est agitée par une grave crise religieuse. Confrontée à l'adhésion d'une partie de l'Europe aux diverses réformes protestantes, l'Église catholique réagit de deux façons. D'une part elle engage une répression, faible en Savoie car les protestants sont peu nombreux, excepté dans le Chablais occupé par les Bernois mais reconverti par Saint François de Salles (Meyer, 2013). D'autre part elle se réorganise lors des trois sessions du concile de Trente : 1545-1549, 1551-1552, 1562-1563. Les réformes tridentines se concentrent sur une mise au point théologique dont nous ne parlerons pas ici et sur un effort disciplinaire pour assurer au clergé et aux lieux de culte une décence indispensable. Ce point est capital pour comprendre la vague de constructions dans notre zone d'étude.

Toute la hiérarchie religieuse est soumise à un cadre d'obligations. Les curés doivent passer par le séminaire, et seront donc au fait des nouvelles règles architecturales. Les évêques doivent procéder à des visites pastorales fréquentes pour inspecter les paroisses, lieux de cultes et villageois. Celles-ci sont le moment d'imposer des réparations voire des reconstructions.

D'un point de vue matériel, le concile renouvelle l'architecture en imposant des règles qui visent à montrer le sacré et à le séparer du profane, comme les "Instructions sur la construction et l'aménagement des églises" de Saint Charles Borromée parues en 1573. La nouvelle église doit être séparée des habitations, construite sur une hauteur et entourée d'un terre-plein suffisant. Elle doit être orientée à l'Est, avec le chœur surélevé de quelques marches. Son extérieur doit être blanchi à la chaux. Les changements liturgiques imposent aussi une modification des plans. Contrairement aux églises gothiques conçues pour les processions, avec un déambulatoire derrière l'autel, l'église baroque est dédiée à la prédication. On y trouve une nef large, une chaire ouvragée en position surélevée. Le Concile a aussi réaffirmé le dogme de la présence réelle du Christ dans l'hostie, qui doit désormais être conservée dans un somptueux tabernacle, au cœur de l'église pour être vu de tous les fidèles. Il est enchâssé dans le retable principal qui, placé contre un chevet maintenant plat, est l'aboutissement de la composition. Pour mieux catéchiser les paroissiens, l'église doit aussi être lumineuse et décorée d'un grand nombre d'œuvres d'art célébrant la gloire de Dieu et de l'Église.

Les états savoyards du Duché sont des bastions de la Contre-Réforme catholique, avec la multiplication des nouveaux ordres religieux comme les frères Capucins et les Jésuites ou les Bernardines et les Visitandines, nées en Savoie. Le Nord et l'Ouest sont des terres de missions où un prosélytisme acharné doit reconquérir les anciens paroissiens devenus protestants au siècle précédent. De nouvelles confréries comme celle du rosaire, beaucoup plus encadrées par les curés que celles du Saint Esprit, plus traditionnelles et indépendantes, se multiplient et sont souvent les instigatrices de la construction d'une nouvelle église respectant les règles tridentines. Pourtant les grandes vagues de reconstruction, 1630-1680 en Maurienne, 1670-1690 dans le Beaufortain, 1680-1710 en Tarentaise et 1680-1720 puis 1760-1790 dans le Faucigny, sont tardives par rapport à la publication des Acta en 1599. En effet, l'influence gallicane de la France s'est d'autant plus fait sentir que, nous l'avons montré, les diocèses savoyards dépendaient des diocèses français. Le Sénat s'est donc opposé à la parution des Acta, parus en Savoie en 1657 seulement, et l'application des directives conciliaires resta soumise au bon vouloir des évêques.

### b Apaisement et implication politique

L'essor des constructions d'églises traduit aussi de profonds changements politiques après la quasi-disparition des États de Savoie à la fin du XVIe siècle. À l'issue de la troisième campagne des guerres d'Italie, guerres récurrentes opposant la France à l'Empire de Charles Quint, la France récupère en 1536 toutes les possessions du Duché, à l'exception de quelques villes. Ces campagnes ont particulièrement affaibli la Savoie montagnarde, zone de passage obligé. Le traité

du Cateau-Cambrésis en 1559 puis la guerre contre Berne permettent à Emmanuel-Philibert de recouvrer ses terres. Mais il doit consolider ses possessions, ce qui nécessite le développement définitif d'impôts directs et indirects pour alimenter efficacement le Trésor, donc des réformes administratives, fiscales et judiciaires. En contrepartie de cet effort financier, l'état développe plus largement les services déjà dits "publics" comme la justice et l'aménagement du territoire, conduisant notamment à une remise en état des routes laissées à l'abandon. À la fin du XVIIe, l'Intendance Générale est créée pour construire des bâtiments, des ponts, entretenir les routes et endiguer les torrents. Sans regrouper la majorité des architectes des nouvelles églises, elle participe de la dynamique générale et apporte des modèles neufs à copier, comme les églises de Héry-sur-Ugine, Marthod ou Saint-Nicolas-la-Chapelle. Ces architectes ont le plus souvent été formés à l'université de Turin et non sur le terrain. De plus les échanges avec l'autre côté des Alpes redeviennent plus aisés. En 1629, le duc Charles-Emmanuel I ratifie un traité avec la France et engage une politique d'alliances matrimoniales qui assure la paix en Savoie jusqu'en 1690. Celle-ci est propice au développement des arts et à l'importation d'un nouveau style, le baroque. Christine de France, mère de Charles-Emmanuel II, institue la "Congregazione ad Università dei Pittori, Scultori ed Architteti" liée dès 1675 à l'Académie de Saint-Luc à Rome.

Le pouvoir politique doit aussi gérer les conséquences de la Réforme. Depuis que Genève a fait sécession, tout le pourtour du Léman s'est converti à un protestantisme militant, qui menace sérieusement les États de Savoie et leur position de portier des Alpes. Le pouvoir opte pour une politique apostolique de mission afin de ne pas s'aliéner une partie de la population. Surtout après la croisade pacifique de Saint-François de Sales pour l'évangélisation du Chablais, l'État de plus en plus centralisé appuie de tout son poids l'action du clergé tridentin, qui contribue localement au maintien territorial de ses possessions. Il consacre dans la législation civile les dogmes chrétiens, multiplie les soutiens financiers en faveurs des constructions religieuses, dont les églises de montagne. Cet interventionnisme explique que les édifices romans ou gothiques abondent toujours en Provence ou Dauphiné, alors qu'ils ont presque disparu du duché de Savoie et du comté de Nice.

### c Age d'or des communautés villageoises

Il existe toutefois un intermédiaire entre le clergé soutenu par le gouvernement et la nouvelle église. Seules les régions des hautes vallées ont réellement mis à exécution les recommandations pressantes des autorités religieuses. La liberté dans les hautes vallées a toujours été plus grande que dans le bas des vallées, car le seigneur est loin et les terres peu accessibles. De plus, le mouvement d'émancipation vis-à-vis de l'univers seigneurial féodal y a été particulièrement marqué à la fin du XIIe siècle. De petites communautés humaines, regroupées autour de leur église sans distinction de seigneurie, se sont organisées pour défendre leurs droits forestiers d'affouage et de pâturage sur les terres non strictement cultivées, ce qui a conduit à la naissance juridique d'un patrimoine communal (Bernard, 1967). Aujourd'hui encore, certaines communes de Haute-Maurienne et de Haute-Tarentaise sont constituées à 80% de parcelles communales.

Au début du XVIIe siècle, ces communautés ont transformé radicalement le mode de mise en valeur du sol alpin et mis en place une exploitation collective originale très aboutie, qui leur permet de dégager un excédent financier collectif. Contrairement aux schémas courants fondés sur une production céréalière, impossible ici à cause du long hiver et des faibles précipitations à la belle mais courte saison, la spécialisation de ces communautés est pastorale et fromagère. Elles s'inscrivent de plus dans une logique économique marchande ignorée dans les bas de vallées. En effet, les paysans ont besoin de vendre leur monoproduction laitière, sous forme de fromages pour être transportable et stockable, afin d'acheter tout ce que le sol ne produit pas. Pour réaliser de telles pièces, les communautés regroupent tout le bétail l'été afin de produire les 500 à 600 litres de lait journaliers nécessaires. Ce système agro-pastoral est opposé à la micro-

propriété, pousse à la concentration foncière au profit de la commune et renforce le poids des institutions collectives, commune et communauté religieuse étant totalement indissociables de par leur origine conjointe. L'adoption des fromages à pâte cuite au XVIe permet d'augmenter les exportations et le numéraire en circulation, nécessaire à l'opération immobilière importante qu'est la construction d'une église.

D'autre part c'est souvent à une seule et même famille, transformée progressivement en commune, que le seigneur avait concédé des terres incultes aux confins de ses propriétés lors de l'expansion du XIIe. C'est donc l'ensemble des "faisant feu" qui est inscrit au contrat et paie en commun la redevance féodale. En conséquence le contrat initial n'a jamais pu être renégocié puisque la personne morale inscrite au contrat n'a jamais disparu. Aux XVIIe et XVIIIe se sont donc toujours les clauses fixées au XIIIe qui règlent le montant des charges, fixées à l'origine pour des terres incultes et non fertiles, alors qu'elles sont devenues d'opulents alpages. Dans le bas des vallées, les communes n'existant pas de cette façon, les contrats ont été renégociés plusieurs fois à l'avantage du seigneur avec la disparition du locataire initial. C'est pourquoi aux XVIIe et XVIIIe les seigneurs proposent aux communes d'altitude de racheter leur contrat, afin de pouvoir de leur côté mieux placer leurs fonds. Ces affranchissements communaux, exceptionnels dans le reste du duché, permettent aux communes d'altitude d'économiser rapidement pour investir dans des constructions immobilières importantes comme leurs églises.

#### d Démographie et émigration

Cette organisation agro-pastorale déjà intrinsèquement favorable au dégagement de moyens communs, est aussi stimulée par l'émigration, temporaire ou définitive, inexistante dans les basses vallées de l'Ouest. Les hautes vallées sont bloquées par la neige six mois par an, poussant à l'émigration saisonnière des hommes, qui rapportent du numéraire au printemps. Celle-ci est d'autant plus importante aux XVIIe et XVIIIe siècles que cette période correspond au "petit âge glaciaire". Elle coïncide aussi avec un fort essor démographique dans toute l'Europe, qui atteint son apogée au milieu du XVIIIe. L'émigration devient alors souvent définitive pour les cadets, qui restent toutefois liés à leur commune d'origine grâce au très fort sentiment communautaire. Ceci explique les legs parfois très importants d'expatriés en Franche-Comté, Allemagne ou Autriche, visibles dans les formes baroques des clochers à bulbes, les décors parfois presque rococo et le style germanique de certains tableaux des églises fondées à cette période.

Tous ces facteurs expliquent pourquoi ce mouvement artistique et religieux ne concerne pas seulement l'architecture. La modification globale de l'église s'appuie aussi bien sur l'architecture que sur le retable, la statuaire, le nouveau mobilier comme la chaire etc. Elle forme un ensemble cohérent, témoignage d'une période faste des communautés de montagne, de la vie en altitude et de la ferveur religieuse. C'est ce qui fait le grand intérêt de ce patrimoine si particulier.

### II.1.4 Sismicité de la zone étudiée

#### a Entité géologique

Les Alpes résultent de l'ouverture puis de la re-fermeture d'un océan, la Téthys alpine. Son ouverture au Lias conduit à des dépôts de sédiments qui forment la majeure partie des roches sédimentaires visibles dans les Alpes. Les différentes unités paléogéographiques qui se mettent en place durant cette période constituent la base des zones métamorphiques et tectoniques très complexes visibles sur la figure II.6. C'est ce qui explique que d'une vallée voire d'un village à l'autre, les édifices ne soient pas bâtis avec les mêmes matériaux. Au Crétacé Supérieur, l'ouverture de l'Atlantique Nord provoque le rapprochement de l'Afrique et l'Europe et des mouvements de subduction qui expliquent l'existence des schistes lustrés en Vanoise à partir du plancher océa-

nique Ligure, ou des flyschs métamorphiques de la vallée de Chamonix à partir du plancher du Valais. Dès l'Oligocène une collision continentale entre les marges Européenne et Apulienne provoque de grands charriages et d'une manière générale, une importante déformation compressive. À l'inverse, l'histoire la plus récente des Alpes occidentales internes, selon les recherches de ces quinze dernières années, est dominée par des processus extensifs (Sue et Tricart, 2003). Dans la partie interne l'extension cassante est prépondérante, alors que le régime tectonique de la zone externe est décrochant et compressif (Kastrup *et al.*, 2004). Cette activité tectonique explique la grande complexité géologique de la zone qui nous intéresse, Mont Blanc, Beaufortain, Vanoise et Maurienne, visible en figure II.6 (Gidon, 1977) :

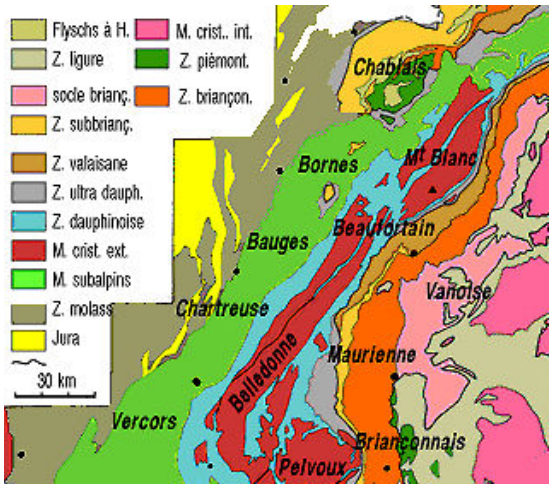



Fig. II.6 Carte structurale et géologique simplifiée des Alpes occidentales

Le *domaine "péri-alpin"* en jaune et gris sur la figure II.6 regroupe les parties les plus proches des marges, peu raccourcies et métamorphisées lors de l'histoire alpine. Le *domaine interne* regroupe les parties plus proches du rift et le plancher océanique, qui ont subi un métamorphisme et un raccourcissement plus fort. Très complexe, il comprend des nappes de charriages comme le Briançonnais, la Maurienne, le Beaufortain. L'ancien fond océanique se retrouve localement le long de la suture identifiée dans les Alpes sous forme de « roches vertes » que sont les ophiolites. Entre les deux, le *domaine externe* comprend les massifs éruptifs en rouge, bleu et vert. Les roches cristallines prédominent dans les régions centrales les plus élevées et les calcaires dans les parties plus basses.

Outre la grande multiplicité de roches disponibles due à une géologie complexe, notons que les profils des vallées étudiées sont globalement identiques : orientées Est/Ouest comme la zone de subduction, elles sont encaissées, comme souligné dans la description des zones étudiées. Toutes les églises, exceptées celles en fond de vallée implantées sur des sédiments, seront donc confrontées aux mêmes problèmes sur les versants.

### b Sismicité historique

L'annexe D rappelle brièvement les définitions de $Io$, $M_L$ et $M_S$, et les équivalences ente intensité, ressenti et dommages. Ces mouvements tectoniques, illustrés en figure II.7, induisent aussi une sismicité non négligeable. En effet la plaque Afrique continue à remonter de 4 à 6 mm/an et provoque la fermeture du domaine océanique et la collision des marges (Lemoine *et al.*, 2000). Dans la zone qui nous intéresse, l'accommodation se poursuit par une extension de l'ordre de 1 mm/an perpendiculairement à l'axe de la chaîne (Nocquet et Calais, 2004). Bien que les taux de déformation dans les Alpes soient nettement inférieurs à ceux d'Afrique du Nord et d'Italie, les Alpes occidentales sont tout de même affectées par différents essaims de séismes. On distingue deux domaines tectoniques majeurs liés aux domaines géologiques exposés ci-dessus.
- *les Alpes internes* au niveau des arcs briançonnais et piémontais connaissent des événements de magnitude relativement faible à modérée inférieure à 5, même si l'intensité épicentrale de certains séismes historiques a dépassé VII comme ceux de Guillestre, Io=VII en 1884, de Briançon, Io=VII en 1904 ou de Saint-Paul-sur-Ubaye, Io=VII-VIII en 1959.
- *les zones le long du Chevauchement Pennique Frontal*, soit le Valais, le massif de Belledonne et la bordure Ouest de la plaine du Pô, ont connu plusieurs séismes ayant entraînés des dégâts importants. Des séismes du Valais ont été ressentis dans notre zone d'étude, dont ceux de Brig du

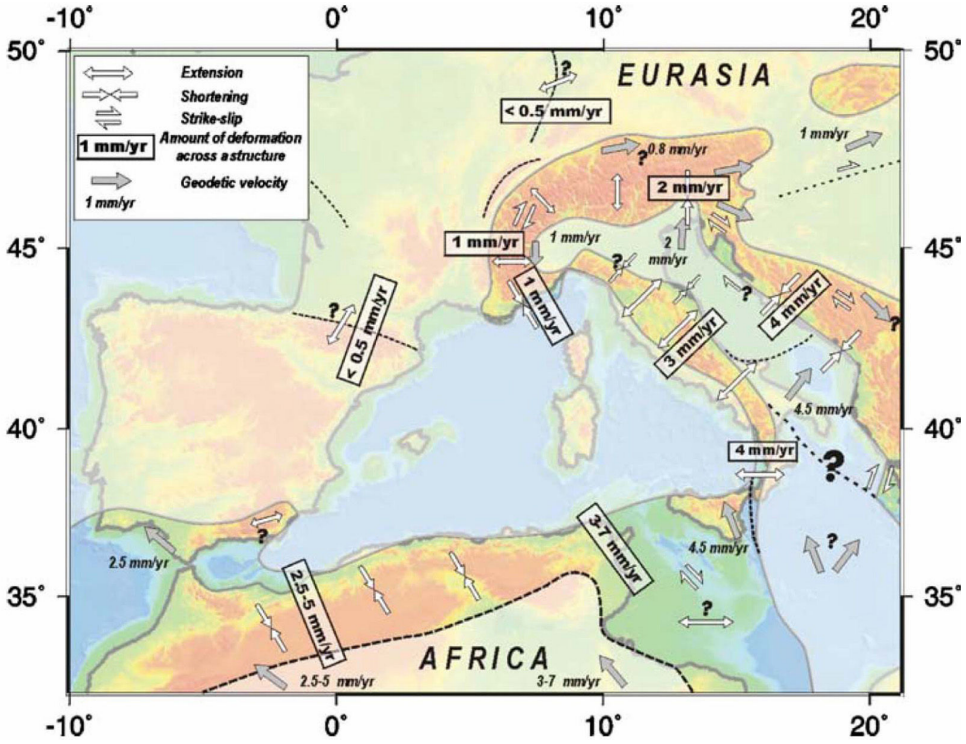



Fig. II.7 Tectonique des plaques du Bassin méditerranéen

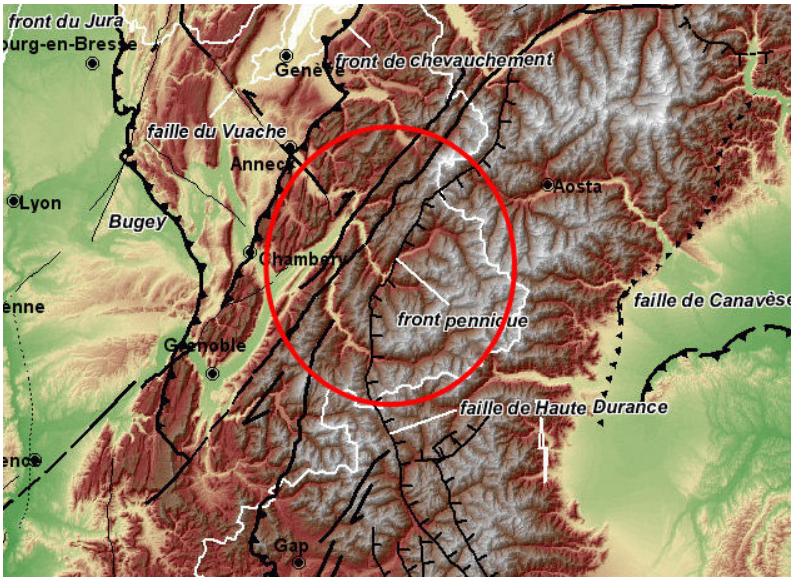
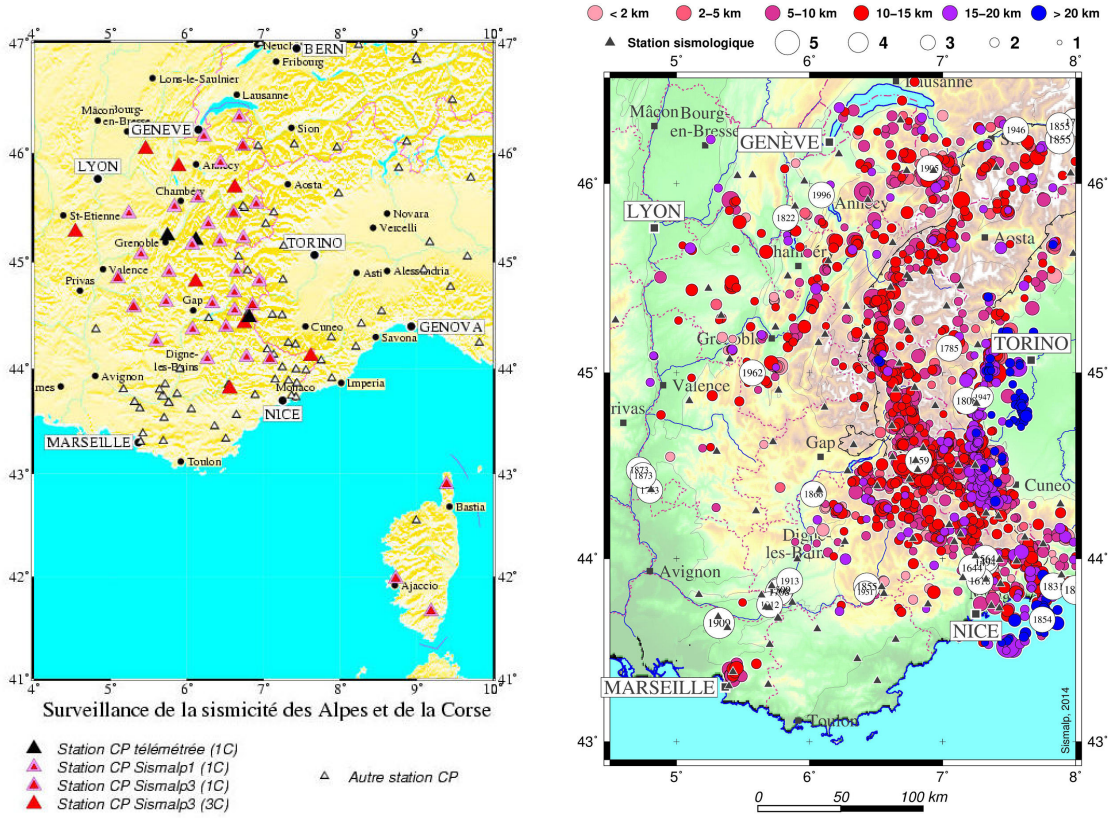



Fig. II.8 Les failles sismiques en région Rhône-Alpes - *carte BRGM*

9 décembre 1755, Io=VIII-IX, et de Visp, du 25 juillet 1855, Io=IX, ressenti VI-VII à Chamonix et VI à Moûtiers. Les deux répliques du séisme de Sierre du 25 janvier et 30 mai 1946, Io=VII et Io=VII-VIII ont été ressentis de Io=VI à Vallorcine à Io=IV à La Chambre et Bourg Saint Maurice. Dans la partie italienne, le séisme du 2 avril 1808 au sud-Ouest de Turin, Io=VIII, a été ressenti de Io=VI-VII à Bessans à Io=IV-V à Chambéry, provoquant des effets hydrologiques en Maurienne et à Saint-Gervais les Bains. Nous listons en annexe D les séismes historiques dont l'intensité macrosismique rapportée à l'échelle EMS-98 a atteint ou dépassé VI dans notre




a) b)

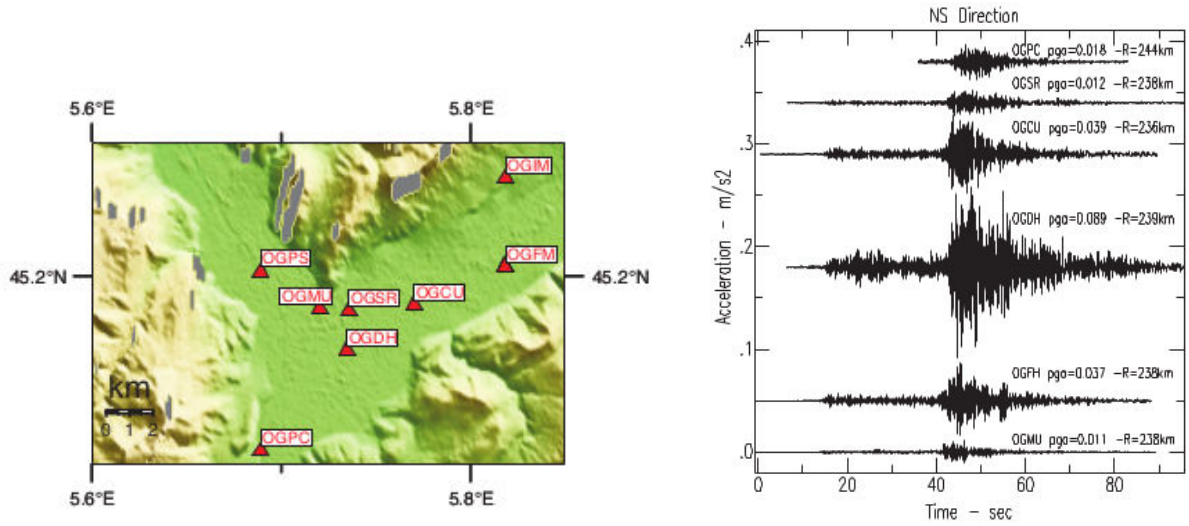
Fig. II.9 a) Stations d'enregistrements dans les Alpes. b) Sismicité entre 1989 et 2012. Profondeur du foyer : couleurs ; Magnitude : taille des cercles ; Disques blancs : séismes historiques majeurs. Réseau Sismalp, http ://sismalp.obs.ujf-grenoble.fr

zone d'étude. Les plus importants sont placés sur la figure II.9. Nous avons indiqué autant que possible, en s'appuyant sur les archives ouvertes du Bureau de la Recherche Géologique et Minière (BRGM) et sur la bibliographie disponible, les dommages associés.

Le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) et celui du projet Sismalp enregistrent depuis les années 1990 les mouvements du sol dans les Alpes. Ils ont permis de mieux comprendre la faille bordière de Belledonne orientée NE-SW sur laquelle plusieurs séismes importants se sont produits comme ceux de Corrençon en 1962 ($M_L = 5{,}3$), de Faverges en 1980 ($M_L = 4{,}7$), du Grand Bornand en 1994 ($M_L = 5{,}1$), d'Annecy-Epagny en 1996 ($M_L = 5{,}3$) et de Vallorcine en 2005 ($M_L = 5{,}3$). La carte II.9 présente une sélection de la sismicité observée par le réseau Sismalp entre 1989 et 2012 dans notre zone d'étude. La couleur indique la profondeur du foyer. La taille des symboles est proportionnelle à la magnitude enregistrée. Les séismes historiques d'intensité maximale supérieure ou égale à VII-VIII sont indiqués par des disques blancs.

### c Effets de site dans les hautes vallées

Les stations du RAP ont aussi permis de confirmer l'existence d'effets de site dans certaines vallées alpines qui peuvent entraîner des mouvements de sol supérieurs à ceux utilisés dans les règles nationales (Gueguen *et al.*, 2007; Péquegnat *et al.*, 2008). Tout d'abord les parties basses de ces vallées, notamment la Combe de Savoie et le bas de la vallée de Chamonix, sont à fond rocheux mais couvertes de sédiments résultant du remplissage des anciens lacs glaciaires. Les




a) b)

Fig. II.10 Séisme du 23 février 2004, bassin de Grenoble : $M_L$=5,1 R=240km. a) Localisation des stations d'enregistrement. b) OGMU, station de référence au rocher. (Péquegnat *et al.*, 2008)

caractéristiques mécaniques de ces différentes couches géologiques provoquent une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée, comme on peut le voir en figure II.10 pour la ville de Grenoble. D'autre part les données recueillies par ces réseaux ont également souligné la complexité du champ d'ondes dans des milieux stratifiés 3D : géométrie des reliefs et des bassins complexe, effet de bords de bassin, focalisation des ondes de surface... La quantification de ces différents effets est un objet de recherche. À Grenoble, ces phénomènes conduisent à une multiplication par 10 ou 20 des accélérations du sol par rapport au site de référence au rocher situés sur les bords du bassin, notamment dans la bande de fréquence des bâtiments qui nous intéressent : 2-10Hz, comme on peut le voir en figure II.10.

### d Zones de sismicité réglementaires

Notre zone d'étude est située en Savoie et en Haute-Savoie où, comme souligné en I.2.1, le nouveau zonage sismique s'est traduit par une augmentation du niveau d'aléa. En effet l'ancien zonage sismique les qualifiait d'un aléa faible à très faible (1a et 1b), tandis que le nouveau zonage identifie un aléa modéré (3) à moyen (4). La répartition des cantons entre zones 3 et 4 dans notre zone d'étude est décrite en figure II.11. Nous avons donc recensé et relevé toutes les églises et chapelles des communes classées en zones 4 pour bâtir la méthode de diagnostic sismique. Nous nous sommes aussi penchés sur les 20 églises construites au XVIIe et XVIIIe dans les communes classées en zone 3 de Moyenne Maurienne et de Moyenne Tarentaise pour augmenter le nombre d'églises sur lesquelles s'appuyer pour déterminer des types et des constantes structurelles du baroque savoyard. Nous n'en avons pas effectué de relevés complets, mais cela nous a permis de valider les types structurels que nous proposons en II.3 et de discuter l'éventuelle adaptation des constructions à la sismicité. Dans le bas des vallées les églises à disposition en zone 4 suffisaient à déterminer les buts et caractéristiques des principales modifications. Nous nous sommes limités aux chapelles de zone 4 car elles sont très nombreuses quelles que soient la zone géographique et la commune considérées.

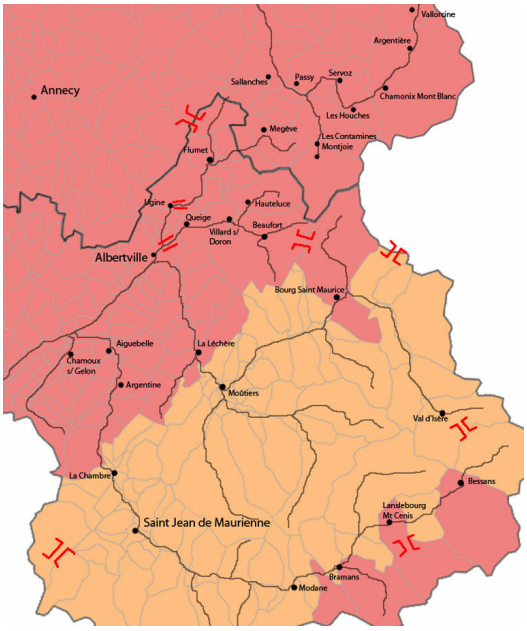



Fig. II.11 Zonage sismique de la zone étudiée. Orange : zone 3, $a_{gr} = 1{,}1\text{m/s}^2$ ; Rouge, Zone 4, $a_{gr} = 1{,}6\text{m/s}^2$.

## II.2 Recensement du patrimoine cultuel baroque savoyard

Une fois le contexte géographique et historique déterminé, il faut connaître l'ensemble à étudier. Dans notre cas, il a fallu construire cet ensemble puisqu'il n'existait pas de liste exhaustive de ce patrimoine, les bâtiments classés ou inscrits n'étant qu'une dizaine. Les ouvrages d'Oursel (1950, 1955, 1975) ont été d'une aide précieuse, puisque les édifices les plus prestigieux y était décrits. On citera de même les trois guides "Sur les chemins du Baroque" pour la Maurienne, la Tarentaise et le Beaufortain, publiés par la Fondation pour Action Culturelle internationale en Montagne (Facim), pour accompagner l'itinéraire de tourisme culturel "Les Chemins du Baroque" créé en 1992 (Hudry; Leroy et de Montleau; Peyre *et al.*), et l'ouvrage sous le direction de Peyre (1998) sur la Savoie Baroque.

### II.2.1 Constitution de l'ensemble patrimonial : recensement en archives

#### a Définition du cadre temporel

Nous avons considéré baroque toute chapelle ou église construite ou fortement modifiée entre 1613 et 1792. La date de 1613 correspond à la première modification majeur dans la zone étudiée : la reconstruction du chœur de l'église de Lanslebourg, Maurienne. Elle coïncide aussi à l'arrivée sur les sièges épiscopaux d'évêques entreprenants et guidés par les directives du Concile, qui reprennent en mains les évêchés laissés à l'abandon comme nous l'avons souligné au paragraphe II.1.3 : Philibert Milliet en Maurienne en 1591, Anastase Germonio en Tarentaise en 1607 et Saint François de Sales en Chablais en 1602. Trois chapelles du Beaufortain, construite entre 1600 et 1615 font toutefois partie du panel car elles marquent les prémices de ce mouvement et les suites de la visite pastorale.

La date de 1792 marque symboliquement la fin de l'Ancien Régime, période de crise profonde pour la Savoie française. La proximité avec la France, le retour au pays de savoyard émigrés nourris aux idées révolutionnaires, les mauvaises récoltes des années 80, les tensions grandissantes entre les paysans et les nobles depuis 1770 avec la question non tranchée des indemnités de rachat

des droits féodaux et l'indifférence croissante de la dynastie envers ses "sujets les plus anciens et les plus fidèles" du côté français rendent le mécontentement général à la fin du XVIIIe. La Savoie française est rattachée à la République française sous le nom de département du Mont Blanc de 1792 à 1815. La période révolutionnaire de 1792 à 1799, modifie profondément les rapports de force en Savoie, laissant notamment le clergé très affaibli. La fièvre constructrice du XVIIIe s'éteint, d'autant qu'un déclin démographique rapide s'amorce. Après 1815, les quelques églises reconstruites le seront dans le style dit sarde totalement différent.

#### b Types de bâtiments

Les bâtiments retenus sont de trois types administratifs : bâtiments classés au titre des monuments historiques, inscrits sur la liste supplémentaires des monuments historiques et recensés dans la base Mérimée (2016), ou édifices du Patrimoine Rural Non Protégé (PRNP). Ces catégories ne traduisent pas forcément la qualité architecturale du bâtiment, ni ses réalités structurelles. En effet l'investissement des communes dans le processus de classement est capital dans la décision finale. Les chapelles et églises de Bessans ont toutes été classées alors que leur intérêt est assez inégal. Au contraire, le classement de Cevin a pris plusieurs années car la commune s'y opposait. De plus l'architecture n'est qu'un critère de classement parmi d'autres, parfois secondaire dans notre cas puisque, comme on l'avons souligné, ce patrimoine est plutôt remarquable par sa formidable adéquation au site. Selon les arrêtés de classement, l'église de Montsapey est classée non tant pour son architecture banale que pour ses fresques. La chapelle de Vulmix est classée quant à elle pour ses fresques autant que pour sa qualité de témoignage de la vie en montagne, sans mention d'architecture. L'histoire, la valeur artistique, la piété populaire, un témoignage de la vie en montagne, sont autant de raisons avancées pour le classement des édifices étudiés.

Pourtant, cette distinction est importante ici car, vérification faite dans les archives (Cf annexe B), les documents graphiques sont rares même pour les édifices classés. Si ceux-ci n'ont pas connus de travaux importants récemment, les plans sont partiels et peu fiables. Même sur un bâtiment classé il est donc très long de réunir les documents nécessaires à une étude, quand ils existent. La distinction classé/inscrit/PRNP nous a donc été utile pour déterminer, en amont du relevé, si des plans "devaient exister" ou s'il n'était pas la peine d'en chercher.

La Tarentaise, le Beaufortain et le Faucigny présentent un type particulier de chapelles/écoles, les Régences, où les chapelles sont insérées dans un édifice plus grand. Nous n'en avons pas tenu compte dans notre étude, ces édifices étant très différents structurellement.

#### c Moyens et buts du recensement

Ce travail préalable en archives a donc été nécessaire pour élaborer un programme optimisant le temps de parcours. En effet, le peu de documents disponibles rendait d'autant plus impérative les études in situ. Or la zone d'étude est très étendue, et les distances d'un édifice à l'autre sont allongées par les détours rendus nécessaires par la pente et les vallées. De plus, si les églises des plus gros bourgs (Beaufort, Contamines) ou les églises classées (Conflans, Hauteville-Gondon) sont le plus souvent ouvertes en journée, ce n'est pas le cas des autres édifices. Les chapelles et les églises autrefois au centre d'une paroisse mais maintenant loin de la mairie principale, sont fermées. Pour les églises nous avons donc dû prendre rendez-vous avec le service d'urbanisme de chaque commune et pour les chapelles chercher auprès de la paroisse quel habitant du hameau avait charge des clés.

D'autre part ce travail préparatoire nous a permis de reconstituer l'histoire des édifices, dont nous avons montré au chapitre I.1.3 à quel point sa connaissance était absolument nécessaire

à de multiple titres. Nous avons utilisé les archives listées en annexe B ainsi que des monographies locales comme celles de (Delalonde, 1982) pour Saint-Nicolas-la-chapelle ou de (Bourgeois, 1976) pour Bessans. Certaines monographies plus larges comme (Viallet, 1993) sur le Beaufortain ou (Roques, 1965) ont permis des recoupements, notamment pour les chapelles dont les vocables sont parfois très nombreux. Nous avons aussi analysé les cadastres successifs, conservés aux archives départementales de Savoie et de Haute-Savoie (ADS et ADHS) et partiellement numérisés :

- *prix-fait*. Dans certains cas, les archives conservent le prix-fait établi pour la construction de l'église, parfois associé à un plan schématique. Il est parfois photocopié et archivé en mairie.
- *mappes sardes*. C'est le cadastre réalisé entre 1728 et 1738 par l'administration du royaume de Piémont-Sardaigne, à l'échelle 1/2372e (originellement en trabucs, mesure du Piémont).
- *cadastre napoléonien* dans trois cantons seulement : Hôpital et Conflans, Saint-Pierre-d'Albigny et Aiguebelle, complété par le cadastre dit français, réalisé entre 1860 et 1930 environ.
- *cadastre rénové*, qui actualise le précédent à partir de 1930.
- *cadastre actuel*.

Ces cadastres ne sont pas tous disponibles pour chaque commune, mais nous ont permis de déterminer si les édifices avaient ou avaient eu des mitoyens à une période de leur histoire. À l'exception des églises de ville comme celle de Megève, et de quelques modifications qui relèvent plus de l'ajout d'appentis et de transformations de la sacristie, les églises savoyardes sont indépendantes, comme voulu par le concile de Trente.

Nous avons ainsi reconstitué au maximum l'histoire de chaque édifice, notamment :

- *Date de construction* ou de consécration, plus souvent disponible pour les chapelles.
- *Date de l'église primitive* et la nature de la transformation : ajout d'une travée, d'une nef latérale, modification du chœur etc.
- *Éventuelles modifications* dans les siècles suivants.
- *Type de charges* : type de toiture, modification, ajout ou retrait de cloches.
- *Aléa auquel a résisté l'édifice*, et liste des dommages le cas échéant : avalanche marquante, incendie, séisme. Il serait très intéressant de croiser ces données avec celles recueillies par le BRGM concernant les dommages post-sismiques de ces deux derniers siècles.

#### d Exemple : l'église de Vallorcine

L'église de Vallorcine a été fondée au 1272, après que les habitants, albergés à Valoursine par les bénédictins de Chamonix, se soient reconnus hommes liges du prieuré (Carrier, 2000; Carrier et Mouthon, 2010). Dans les archives de la commune, on note que l'église construite dans un couloir d'avalanche et protégée par une turne en bois est très endommagée durant les hivers 1594 et 1720. Une nouvelle turne en pierres est donc construite par les habitant avec des pierres de l'alpage, au prix de 4500 "hommes-jours" de travail. En 1750, lors de la visite pastorale, les habitants reçoivent l'ordre de rebâtir à neuf leur église "par rapport à sa caducité qui était telle qu'il avait fallu, depuis quelques années étayer le plancher dont la nef se trouvait composée, parce que les murs latéraux sur lesquels il reposait s'écartaient et se jetaient en dehors d'une manière à faire craindre la chute dudit plancher qui aurait pu causer bien des malheurs". De plus, l'église est trop petite pour la population qui a augmenté, humide et obscure car enterrée dans la pente au nord. On peut voir sur la mappe sarde (Cf fig II.12a) la turne reconstruite pour protéger l'église qui est perpendiculaire à la coulée d'avalanche, ce qui n'est guère favorable.

L'église est rebâtie de 1755 à 1757 (Cf fig II.12b, plan de la nouvelle église par acte du 7 juillet 1761). Pour économiser les matériaux et ne pas avoir à reconstruire la turne, l'église ancienne a été réutilisée mais est maintenant orientée vers le sud-est, parallèlement à la coulée. De plus l'ancienne nef a été allongée d'un transept, d'un chœur à fond plat et d'une nouvelle

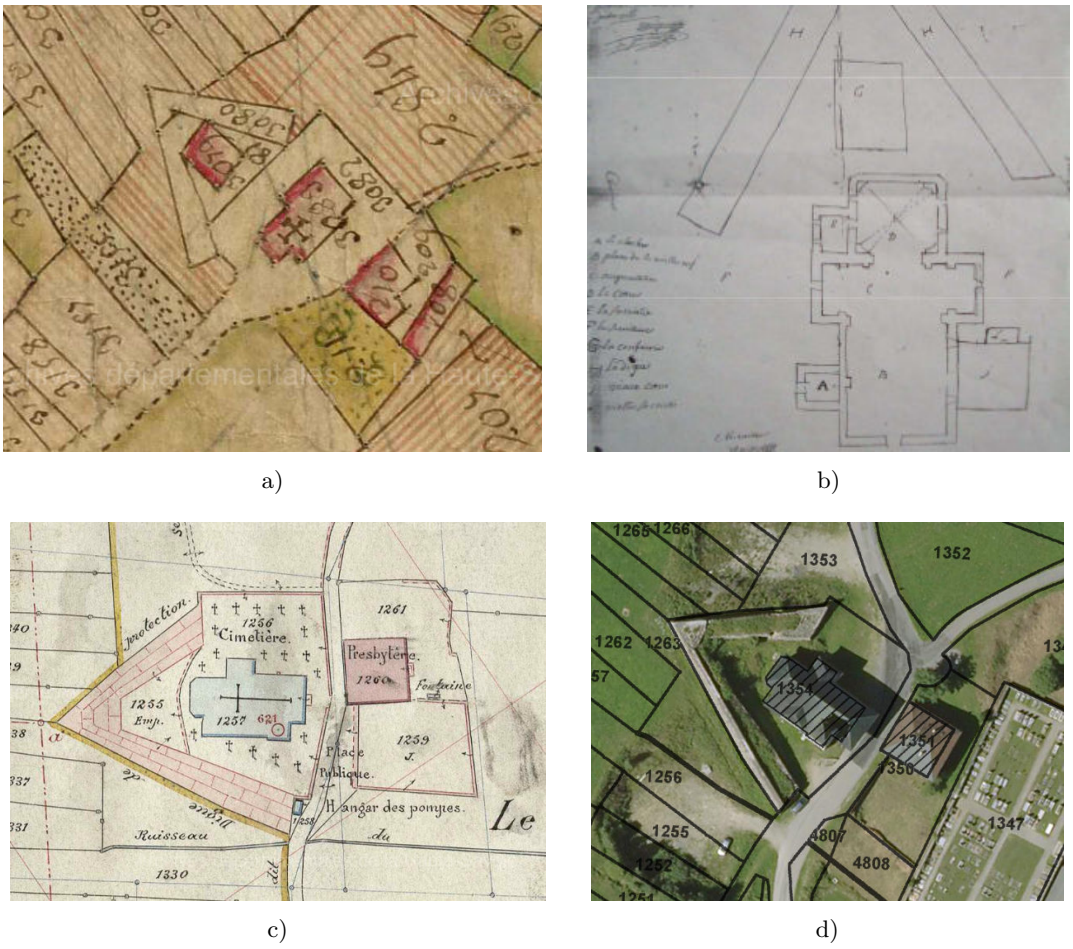



Fig. II.12 Documents disponibles, exemple de Vallorcine. a) Mappe sarde, 1728-1738, ADHS 1 C d 6-COPIE. b) Plan de 1771, ADHS, E DEPOT 290/GG 4 c) Cadastre français, 1922, ADHS 3 P 3/8956, Feuille n° 5, parcelles n° 1193 à 2007. d) Cadastre actuel et photo aérienne

sacristie. Vingt ans après les travaux l'ancien chœur n'a toujours pas été démoli, ni l'ancienne sacristie. Enfin, le clocher a probablement réutilisé en partie les fondations de l'ancien chœur. Sur le cadastre français des années 1930 II.12c, on voit que la turne a été très largement agrandie, et que la maison de la confrérie, l'ancien chœur et l'ancienne sacristie ont été démolis. En effet le 15 janvier 1843 une avalanche a détruit le clocher et la charpente de l'église, et endommagé le presbytère de l'autre côté du chemin. Le clocher a été reconstruit dès 1844. La turne a été agrandie et renforcée en 1844, puis 1860, 1861, 1868 (Cf ADHS, archives communales déposées de Vallorcine, série M sous série 2M, E DEPOT 290/2 M 1). La cadastre actuel II.12d montre que ni la turne ni l'église n'ont été modifiées depuis.

Suite à ce travail préparatoire, la campagne de relevés effectuée en août et septembre 2013 a été nécessaire pour prendre en compte tous les édifices PRNP, sans oublier ceux absents des différentes archives. La liste des bâtiments recensés pour ce travail contient donc les églises et chapelles des Hautes vallées de Savoie, comme définies plus haut, situées en zones 4 du zonage français (Cf annexe B), et présente aussi pour chaque édifice son statut, les éventuelles protections des murs et du mobilier ainsi qu'un bref descriptif et une chronologie. La carte en figure II.13 décrit la répartition des édifices par vallée.

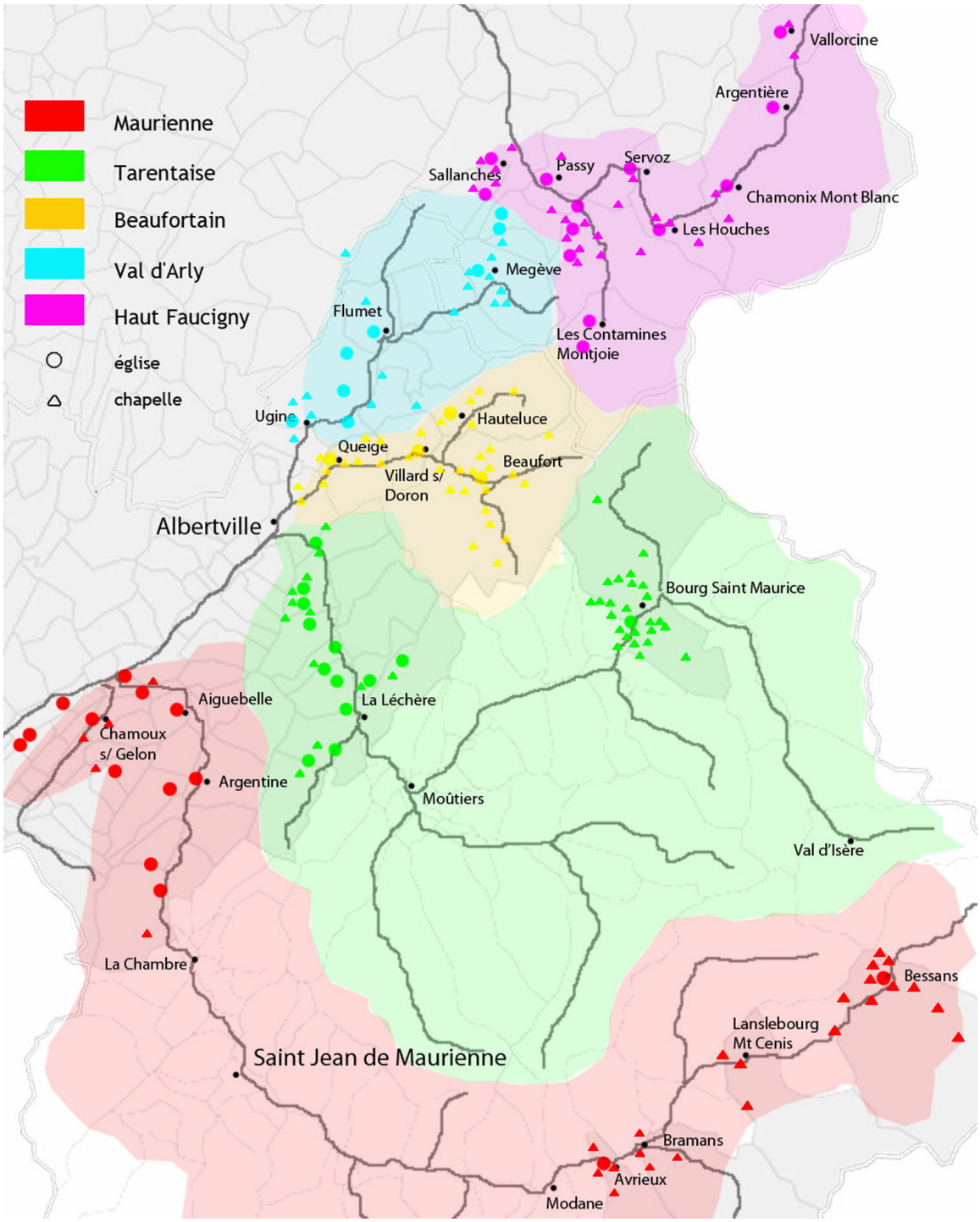



Fig. II.13 Recensement des églises et chapelles des Hautes vallées de Savoie situées en zone 4 de sismicité : 200 bâtiments classés, inscrits ou non protégés. 62 églises et 138 chapelles.

### II.2.2 Campagne de relevés in situ : connaissance et description des édifices

#### a Objectif et méthode de la campagne de relevé

Seuls 20 bâtiments sur 200 étaient documentées, par des documents graphiques de nature et de qualité très variées. Mettre au point une méthode de relevé efficace était donc impératif afin de réunir le maximum d'informations pertinentes sur ces nombreux ouvrages, avec des moyens limités. Les données collectées doivent permettre de remplir une *fiche descriptive par bâtiment* que nous avons élaborée à partir des fiches du code italien pour le diagnostic de niveau LV2 (Cf I.4.3.a), des indices proposés par Lourenço *et al.* (Cf I.4.1), des critères envisagés par Sepe *et al.* (2008) pour les tours et des critères de l'EC8. Cette fiche comprend six parties :

1) *Référencement et valeur patrimoniale.*
- Administratif : nom de la vallée, de la commune, du lieu dit
- Type de bâtiment : église ou chapelle, propriété de l'état, de la commune ou privé
- Titulature
- Dates importantes de l'édifice : construction, agrandissement, modifications structurelles, incendies ou avalanches
- classement ou protection de tout ou partie de la structure, fiches de référencement dans la base Mérimée
- fresques ou patrimoine mobilier protégé, référencement dans les bases Mérimée ou Palissy

2) *Site.*
- altitude
- environnement : distance des voisins les plus proches, lieu d'implantation : village, bord de route, cimetière, bord de chemin - pente : pourcentage de la pente la plus forte entre deux points de l'édifice
- surplomb et soutènement : bâtiment en surplomb ou non, bâtiment partiellement construit dans le rocher ou non (Saint-Piat, Feissons sur Isère), présence d'un mur de soutènement quand l'emplacement de l'église a été creusé dans la montagne (Saint-Sigismond, Albertville)
- type de sol : rocheux ou meuble en fonction du type d'environnement, présence à proximité de mines (très fréquentes notamment en Maurienne) ou carrières, glissement de terrain avérés proches (Saint-Nicolas-la-chapelle, Val d'Arly ou Les Chapelles, Maurienne). Si possible, conclusions des études du BRGM les plus proches.

3) *Dimensions et renforts visibles.*
- grandes dimensions : largeurs et hauteurs des différents macro-éléments
- épaisseurs : en tête de murs, dans chaque ouverture et aux changements d'épaisseurs visibles, par exemple dans le clocher et dans les combles sur les murs pignons ou au dessus des voûtes. - renforts : nombre de tirants, chaînages et contreforts. Préciser s'ils sont d'origine ou non. Dévers structurel des murs établis dès la construction pour contrer la poussée des voûtes.

4) *Description structurelle du gros-œuvre.*
- Plan : type de plan, régularité, nombre de nef(s), nombre de travée(s) de nef, chœur et transept
- Couvrement : plafond ou voûtes, type de voûtes, mise en œuvre : maçonnerie ou lattis plâtré
- tribune : forme, accès, type de support : plancher ou voûte, sur piliers ou encastrée dans les murs gouttereaux.
- Façades : régularité, type et nombre d'ouvertures, symétrie des murs en vis-à-vis dans le chœur et la nef, pour les chapelles : façade symétrique comme les églises et/ou murs gouttereaux en avancée, grande ouverture hémi-circulaire et claire-voie.

- clocher : position, nombre de murs en commun avec l'église. nombre d'étage(s), présence de planchers ou de voûtes. nombre et type des ouvertures.

5) *Description du second œuvre, charpente et couverture.*
- charpentes de la nef, du chœur et de la flèche : type, description sommaire
- jonction avec la maçonnerie : présence de poutre de chaînage en béton (cf I.2.3), jours entre la sablière et le mur
- jonction entre la nef, le chœur et le clocher en cas de hauteurs différentes : vides laissés ouverts (Saint-André, Domancy), second-œuvre (Saint-Nicolas, Combloux) ou maçonnerie (ND de la Gorge, Contamines)
- couverture : matériau utilisé, étanchéité

6) *État de conservation de l'édifice.* - Fissures : relevés et description. Date des témoins s'il y en a. - humidité : relevé des zones, description des dommages (pourriture des pannes sablières, épaufrures et perte des décors...)

Afin de compléter au mieux cette fiche descriptive, nous avons procédé au relevé de chaque édifice en suivant la méthode en 4 étapes :
- Description photographique large, cf II.2.2.b
- Relevé manuel (pointeur laser et mètre) des plans et des coupes, cf II.2.2.c
- Relevé photographique de détail, cf II.2.2.d
- Prélèvement de pierres et de mortier dans 18 églises en vue de tests en laboratoire, cf II.2.2.e

#### b Description photographique d'ensemble

Cette première étape a pour but principal de décrire les *grandes volumétries* de l'ouvrage et de les mettre en rapport avec l'historique de l'ouvrage préalablement établi. Ces photos d'ensemble doivent permettre de comprendre comment les éléments, parfois d'époques très différentes, s'assemblent. De plus les jonctions repérées de macro-éléments sont des zones où concentrer les investigations futures, particulièrement quand il s'agit de parties d'époques différentes.

L'église Saint-Jean-Baptiste de Megève est un bon exemple de l'intérêt de cette première étape. Elle a été construite en 1443 dans un style gothique tardif. Puis la nouvelle église est construite de 1687 à 1692 et seuls le chœur à chevet polygonal et la base du clocher de l'ancien édifice sont conservés (cf Fig. II.14a). En 1728, un incendie détruit le clocher, la toiture, ainsi qu'une partie du chœur et de la sacristie. En 1754, le clocher brûle de nouveau. Au moment de la Révolution en 1794 il est partiellement détruit. Le clocher est reconstruit, avec un bulbe, pendant la restauration (cf Fig.II.14b). En 1871-72, la nef est allongée d'une avant-nef de style néoclassique sarde (cf Fig.II.14c).

#### c Relevé manuel et laser : description des géométries

Les archives du CRMH et de l'ACMH nous ont permis d'obtenir les plans et certaines coupes et/ou élévations de trois églises et une chapelle classées. D'autre part, pour les édifice PRNP, les archives des mairies m'ont permis de retrouver sur place des plans complets ou partiels. Quant aux chapelles, les plans sont quasiment inexistants sauf dans les communes de Beaufort, de Queige et de Bourg-Saint-Maurice où certains relevés avaient été effectués à des fins de mise en valeurs : Vulmix ou Grand-Gondon à Bourg, La Frasse et Les Curtillets à Beaufort, Outrechenay et Bonnecine à Queige.

a) b) c)

Fig. II.14 Différents éléments de l'église Saint-Jean-Baptiste de Megève. a) Chœur gothique tardif, 1443, double étage de baies du clocher b) Nef baroque, 1692, et jonction avec l'avant-nef. c) Avant-nef néo-classique, 1872, et clocher à bulbe, construit dans les années 1850

Pour tous les autres ouvrages, nous avons procédé au relevé des plans intérieur et extérieur, ainsi qu'à celui de coupes transversale et longitudinale du gros-œuvre. Nous n'avons pu entrer que dans 30 combles d'églises où nous avons sommairement décrit la charpente : type de charpente, nombre de fermes dans la longueur, nombre de pannes sur un pan, état de conservation. Pour les chapelles, à deux exceptions près, nous n'avons pas pu entrer dans les combles, souvent fermés ou trop encombrés. Nous avons tout de même pu prendre des photos dans 90 d'entre elles. Cette étape nous a permis de noter un certain nombre de caractéristiques propres aux églises de l'ensemble étudié. Elles sont particulièrement importantes pour comprendre le fonctionnement structurel des ouvrages, notamment sous séisme. Nous les listons ci-après, et le lecteur pourra se reporter à l'annexe B pour une description exhaustive de chaque élément structurel église par élise, ainsi qu'aux planches de comparaison morphologique de l'annexe C.

### c.1 Les plans

Ils sont assez variés mais ne sont pas strictement répartis selon un type propre à chaque vallée, comme récapitulé dans le tableau II.1.

- 19 églises sont sur *plan en croix latine*, une est à plan centré. Dans le bas des vallées, on trouve de nombreux édifices où la nef unique d'origine a été complétée par ajouts successifs au fil de l'élargissement de la communauté. Ces chapelles latérales semblent plantées sans règle et détachées du reste de l'édifice, comme à Petit-Cœur, La Léchère ou dans l'église gothique d'Aiguebelle, à l'entrée de la Maurienne, dont la nef et le clocher ont été remaniés au XVIIe.

- les 183 autres édifices sont sur *plans rectangulaires* et présentent trois grandes caractéristiques, qui se combinent différemment selon les vallées :

1) Plus on monte vers le Nord et plus la *nef unique* est systématique. Dans le cas le plus simple, l'église comporte un chœur étroit d'une ou deux travées, dont la voûte d'arêtes se complique souvent d'un réseau de liernes et tiercerons, et d'une nef de 2 à 5 travées. Elle est plus large que le chœur, sauf en Maurienne, ce qui permet l'aménagement de retables secondaires. Seules deux églises du Faucigny présentent 3 nefs, Passy et Saint Gervais, communes riches d'installation ancienne. Un seul édifice de l'ensemble est sur plan quadrilobé, Chamousset. Parmi les édifices de zone 3, on trouve 4 autres églises qui pourraient y être comparées, toutes situées en Tarentaise ou Maurienne (ND des Vernettes, ND de Beaurevers) et toujours isolées.

2) Les églises de plan rectangulaire extrêmement simple de Haute Maurienne, et de Moyenne Maurienne comme nous l'avons constaté sur les églises "hors panel" (Avrieux, Aussois, Sardières), se distinguent par une *coupole sur le chœur*. Ces coupoles ont été soit conçues en même temps que le reste de l'église, soit adjointes à une nef préexistante. À Avrieux où la coupole a été

construite en 1660, le passage du chœur carré simple à l'octogone de la coupole se fait grâce à des pendentifs abondamment stuqués. La coupole ne possède pas de lanternon mais dépasse les voûtes de la nef de plusieurs mètres ce qui apporte un éclairage supplémentaire tout en introduisant une rupture de l'espace caractéristique de ces églises.

Le *narthex* précédant la nef est une autre caractéristiques des églises de Maurienne. Il couvre la totalité de la largeur de la nef, souvent en trois travées voûtées, et s'élève sur deux niveaux, le deuxième donnant en tribune sur la nef. Il joue aussi le rôle de sas car le portail habituel dans l'axe de l'église sur sa façade Ouest est mal adapté aux vents dominants qui s'enfilent dans la vallée. Cette solution permet d'ouvrir l'église au Nord, sans en modifier l'orientation liturgique.

3) L'*église halle ou assimilée* est très fréquente en Tarentaise et Beaufortain. Le chœur est droit, d'une ou deux travées et la nef sans transept. Celle-ci est accostée de collatéraux de même hauteur percés de fenêtre hautes. Ils sont fermés par des murs droits auxquels sont accolés les retables secondaires. Les colonnes séparatrices sont placées dans le prolongement des murs latéraux du chœur, et sont de forme cruciforme, avec un entablement toscan sans chapiteau. Pour expliquer ces plans, Oursel (1975) évoque la filiation italienne et celle des églises jésuites construites en France notamment à Dole et Orgelet.

| **Type de plan** | **Croix latine** | **Centré** | **Rect. simple** | **halle ou 3 nefs** | **Rect. + coupole et / ou narthex** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Nombre** | 19 - 0 | 1 - 0 | 15 - 124 | 19 - 0 | 6 - 0 |
| **Zone** | HF, VA, BM | BM, T, CS | BM, BT, HF | BM, HM, HT, HF, CS | HM, BM |
| **Exemple** | Argentière, Chamoux, Aiton | Chamousset | Petit Coeur, Saint-Léger, Rognaix | Pussy, Argentine, Combloux | Avrieux, Aiguebelle |

Table II.1 Récapitulatif des caractéristiques des plans d'églises (nombre 1) et chapelles (nombre 2) : exemples illustratifs.

### c.2 Les chevets

Ils sont de trois types, dans les églises comme dans les chapelles. Le plus courant est un *chevet à fond plat*, sur lequel vient s'appuyer un retable. Dans un tiers des églises, c'est par ce chevet que l'on accède à la sacristie qui est accolée au chœur, par une porte souvent contenue dans le retable (Saint-Pierre, Naves Fontaine). Les *chevets à plan polygonal* sont issus dans 6 cas sur 8 du chœur de l'ancienne église gothique qui a été conservé lors de la transformation à la période baroque : Coise-Saint-Pied-Gauthier, Megève. Les 20 chapelles présentant un chevet polygonal datent toutes du début de la période qui nous intéresse (Les Curtillets ou La Pierre à Beaufort, La Grange de Hauteville à Bourg Saint Maurice). Dans ce cas, le pan du fond est nettement plus large que les deux pans en biais ce qui permet d'y adosser le retable. En revanche, les 6 églises et 5 chapelles sur 7 présentant un *chevet hémicirculaire* (Saint-Léger, Coise) ont été construites entièrement à la période baroque et présentent donc systématiquement un chœur plus étroit que la nef pour placer des retables. Le tableau II.2 récapitule les caractéristiques des chevets des églises et des chapelles, notamment leur largeur égale ou inférieure à celle de la nef.

### c.3 Les ouvertures

De façon générale, toutes les ouvertures sont exiguës, comme dans les habitations, sans ébrasement extérieur. Les fenêtres plein cintre, rectangles ou au linteau légèrement cintré, sont percées haut dans les murs pour être protégées par le toit qui déborde largement (Les Plagnes, Passy, Saint-Martin, Sallanche), sauf en Haute Maurienne où le poids de la couverture ne le permet pas. L'éclairage n'est pas plus généreux dans le chœur que dans la nef. La luminosité intérieure des églises vient de leurs peintures et leurs dorures.

| **Type de chevet** | **Plat** | **Polygonal** | **Hémicirculaire** | **Même largeur** | **Plus étroit** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Nombre** | 44 - 112 | 8 - 20 | 6 - 7 | 26 - 110 | 35 - 31 |
| **Zone** | partout | B, HT, BM, VA | BM, HT | partout | partout |
| **Exemple** | Beaufort, Venthon, Sallanches | Hauteluce, Aiguebelle, Megève | Saint Léger, Coise, Albertville | Chamoux, Esserts-Blay, Ugine | Queige, Avrieux, Doucy |

Table II.2 Récapitulatif des caractéristiques des chevets d'églises (nombre 1) et chapelles (nombre 2) : exemples illustratifs.

### c.4 Les tribunes

De trois types comme récapitulé dans le tableau II.3, elles caractérisent l'ensemble des églises : sur les 61 églises relevées, seules 6 n'en possèdent pas, et il s'agit soit d'églises remaniées au XIXe (Ugine) soit d'églises plus anciennes et très modestes, situées en basse Maurienne. En Faucigny et dans toutes des églises de Tarentaise situées en zone 4, elles couvrent la première travée de la nef, au dessus de l'entrée. Dans le Beaufortain et la plupart des églises tarines hors zone d'étude, ces tribunes se poursuivent sur tout ou partie des collatéraux. Dans ces deux cas, les tribunes des églises les plus cossues reposent sur des voûtes d'arêtes tandis que les autres sont portées par des solives transversales. Des arcades en plein cintre créent souvent un portique intérieur qui fait transition avec l'extérieur. En Maurienne, les tribunes sont associées au narthex. La balustrade, en courbes de bois ou en redents et saillie de stuc, rompt toujours avec la sécheresse du plan.

| **Type de tribune** | **Sans** | **Travée d'entrée** | **U** | **Narthex** |
|---|---|---|---|---|
| **Nombre** | 6 - 114 | 43 - 25 | 6 - 2 | 6 - 0 |
| **Zone** | BM | partout | B, T | HM, VA |
| **Exemple** | Aiton, Chamousset, Chamoux | Marthod, Les Contamines, Grand-Nâves | Queige, Villard, Hauteluce | Avrieux, Passy, Megève |

Table II.3 Récapitulatif des caractéristiques des tribunes d'églises (nombre 1) et chapelles (nombre 2) : exemples illustratifs.

### c.5 Les charpentes

Nous avons décrit les différentes configurations trouvées grâce à (Hoffsummer, 2002) et (Bonnel, 1985). Toutefois de nombreuses charpentes ont été visiblement modifiées à plusieurs reprises. Les configurations actuelles ne sont donc pas forcément d'origine, notamment les charpentes moisées et boulonnées (Veroce, Cordon). Le lecteur trouvera en annexe A les principaux termes de charpente traditionnelle. Sur les 30 charpentes d'églises que nous avons pu décrire, deux types se détachent et traduisent l'évolution des techniques. Ils dépendent du type de nef, de la hauteur relative des collatéraux et de la largeur de l'église :

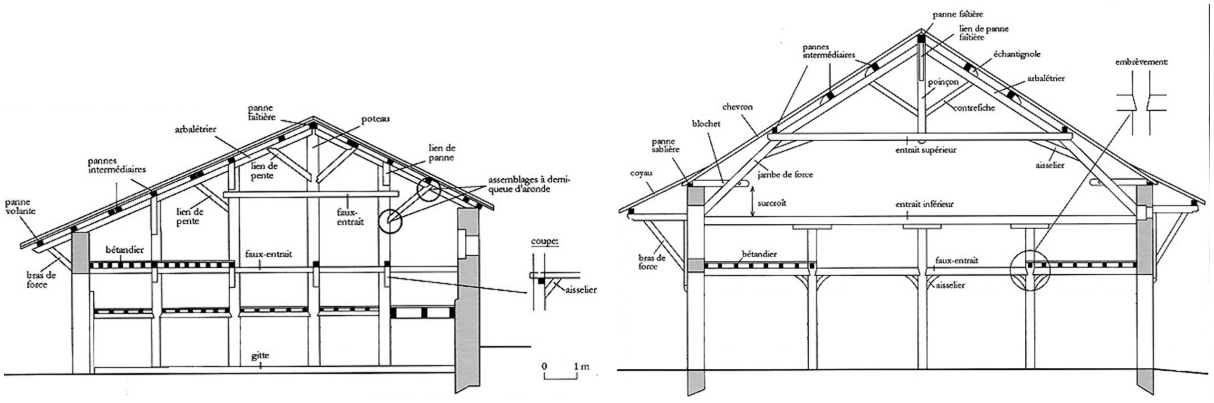
- *Charpentes à poteaux - Fig II.15.* C'est la technique traditionnelle dans la région jusqu'à la fin du XVIIIe (Roland *et al.*, 2006). Les charpentes à poteaux reportent le poids de la couverture sur une série de poteaux alignés par rangées, comme schématisé en figure II.16a. Nous en avons compté de 3 à 7 selon la largeur de l'église. Ils travaillent en compression et leur base repose sur la "gitte", poutre en chêne de section supérieure à 25cm. Dans les cas qui nous intéressent, trois solutions ont été adoptées. 1) La gitte repose uniquement sur les deux murs gouttereaux (Conflans). Elle est alors de section supérieure à 40cm et des moisages permettent d'atteindre la longueur requise. 2) La gitte repose sur des poteaux de maçonnerie correspondant aux piliers de la nef (Saint-Gervais Saint-Protais). 3) Dans 2 églises cas sur les 30 relevées, la gitte repose sur les voûtes en milieu de nef. Dans certains cas, un poinçon remplace le poteau central (Cf fig.

a) b) c)

Fig. II.15 Charpentes à poteaux. a) Saint-Grat, Conflans, Albertville : gitte sans support intermédiaire. b) Saint-Gervais Saint-Protais Saint-Gervais-las-Bains : gitte reposant sur les piliers de la nef, poteau du milieu tronqué par deux faux-entraits. c) Saint-Pierre, Villard-sur-Doron : adaptation pour passer la voûte de la nef.

II.15b). Il s'appuie alors sur un faux-entrait qui ressemble à un entrait retroussé dans les fermes traditionnelles et relie les poteaux situés de part et d'autre du faîte (Saint-Gervais). Les charges se transmettent toujours verticalement (Cf fig. II.15a). Le contreventement transversal et longitudinal des poteaux est assuré par des pièces horizontales, faux-entraits, ou obliques, arbalétriers et liens, perpendiculaires ou parallèles au faîtage. Les faux-entraits, placés en contrebas pour assurer une meilleure stabilité à l'ensemble (Conflans), ne reçoivent pas de pannes, ce qui permet d'en diminuer le nombre.

Cette solution a été adaptée aux églises à collatéraux où la toiture en bâtière est d'un seul tenant (Cf fig. II.15c). Le faux entrait libère de l'espace pour les voûtes de la nef, tandis que la gitte est interrompue et repose sur les murs gouttereaux et les piliers ou murs de la nef (Avrieux, Villard). Ce type de charpente, relativement simple à exécuter, réduit la charge reportée sur les murs extérieurs et peut être aisément modifié, mais exige une grande quantité de bois. En Maurienne où la pente des toits est faible et la couverture pesante, les pannes sont très nombreuses et reposent parfois directement sur les poteaux.




a) b)

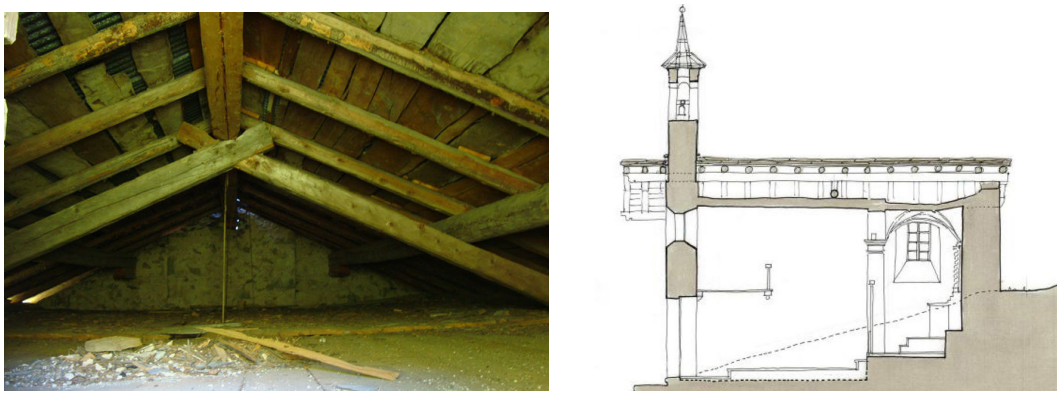
Fig. II.16 Schémas de principe des deux types de charpentes principaux. a) Charpente à poteaux. b) Charpente triangulée. d'après (Roland, 2008)

- *Charpentes à structure triangulée - fig II.17*, soit à fermes et pannes. Ce type de charpentes reporte le poids de la couverture sur les murs extérieurs de la construction, comme schématisé en figure II.16b. Plus savantes que les charpentes à poteaux, elles réapparaissent dans le Nord de la France au XVe (Hoffsummer, 2002) et au XVIe dans le genevois (Roland, 2008). Nous les avons trouvées essentiellement dans les églises les plus tardives et dans les deux églises à fausse coupole (fermes d'origine de Veroce et Cordon). La quasi-totalité des églises utilise des fermes triangulaires avec un faux-entrait retroussé pour empêcher le fléchissement des arbalétriers. Des jambettes dans la partie inférieure de la ferme empêchent le fléchissement de la base des arbalétriers (Servoz, Les Contamines).

a) b)

Fig. II.17 Charpentes à structure triangulée. a) Saint-Germain, Grand Nâves, La Léchère : ferme complète. b) Saint-Loup, Servoz : entraits retroussés et deux étages de poinçons.

Les charpentes des chapelles sont souvent sommaires (Cf fig II.18). Dans 90 cas au moins il manque l'entrait ou la gitte, reportant le poids de la couverture sur les pannes encastrées dans les pignons (Cf fig II.18a). Dans 18 cas au moins, une adaptation de la charpente à poteau fait reposer un poteau directement sur les voûtes, au risque de la poinçonner. Cela concorde avec un affaissement de l'arc doubleau. Dans 53 cas au moins, ce poinçon repose sur une gitte simplement posée sur les murs gouttereaux, sans lien avec les chevrons ou la panne sablière. La maçonnerie au droit de cet appui et des pannes est toujours dégradée.



a) b)

Fig. II.18 Charpentes des chapelles. a) Saint-Sauveur, Le Revers, Hauteluce : charpente sans poteau ni ferme. b) Saint-Vincent Sainte-Barbe, Granville, Bourg-Saint-Maurice : charpente avec gitte reposant sur les murs gouttereaux et partiellement sur les voûtes.

#### c.6 Les clochers et campaniles

*Les clochers.* Toutes les églises ont des clochers-tours de base carrée. Trois églises présentent aussi un campanile au-dessus de la façade d'entrée. Seule celle des Plagnes à Passy ne présente pas de clocher car il s'agit d'une "dépendance" de l'église paroissiale, construite en 1760 à cause des dangers courus par les habitants pour traverser l'Arve. Les deux emplacements les plus fréquents sont le long de la nef ou le long du chœur. On trouve 6 exemples de configuration romane ou gothique avec le clocher au-dessus de la façade d'entrée ou du chœur (Queige, Saint-Martin-sur-Arve). Selon les chronologies que nous avons établies, ils sont le plus souvent fondés sur le chœur ou le clocher primitifs. Ceci explique la superposition fréquente d'une partie lombarde, avec les bandes et arcatures typiques, et d'une partie parfois reconstruite (Megève, Vallorcine).
Leurs ouvertures sont réduites, souvent limitées à un étage de beffroi, avec 1 ou 2 baies sur chaque face encadrée parfois d'un décors de bandes et d'arcatures cintrées. Les clochers présentent donc un aspect assez massif même s'ils sont plus élancés en Tarentaise et Maurienne car de section plus réduite (Pesey-Nancrois, Bessans).
La couverture est un de leurs traits les plus reconnaissables. En Maurienne, ce sont exclusivement des flèches lombardes : les couronnements appareillés en tuf ou cargnieule sont de section carrée ou octogonale avec des pyramidions d'angle pour racheter le décalage. Dans tous les autres cas, le clocher massif est couvert d'une flèche en charpente bois recouverte de feuilles de métal. Il se complexifie en Faucigny et Val d'Arly, un peu moins systématiquement en Tarentaise. Ougier-Simonin (1993) et Oursel (1951) décrivent ces clochers à bulbes et leurs origines.

*Les campaniles* sont de formes plus variées, avec la même distinction de couverture que pour les clochers. En Maurienne et Tarentaise, les ouvrages systématiquement maçonnés sont soit des clochers-murs dans la continuité de la façade, arcade en plein cintre extradossée d'un rampant double et couvert comme le toit (La Goulaz, Bessans), soit des clochetons de base carrée, ajouré sur les quatre faces et couvert d'une petite pyramide (Saint-Pierre, vallée de l'Avérole). Dans les autres vallées, on retrouve en miniature le type de couverture des clochers : un fût carré couvert ou non de bardeaux et coiffé d'une flèche de plus en plus élaborée au fur et à mesure que l'on monte vers le nord. Le clocher-mur reste très majoritaire dans le haut des vallées ou les lieux les plus reculés, et concerne 80 chapelles sur les 141 recensées.

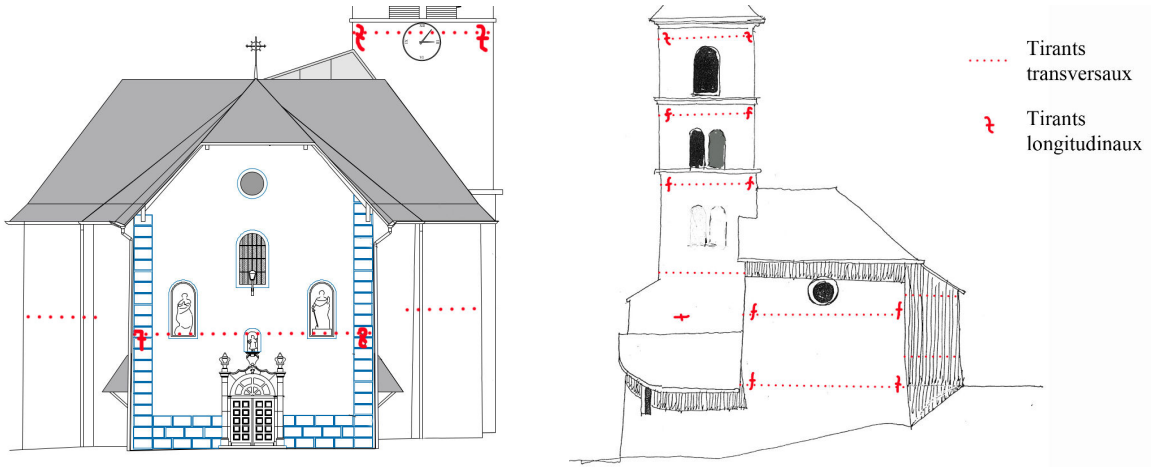
### d Description photographique de détail

#### d.1 Matériaux utilisés

Les matériaux disponibles et leurs origines ont été exposés en section II.1.2.c. La maçonnerie de l'ensemble des édifices relevés est grossière. Les rares appareillages plus réguliers sont limités aux églises des bourgs principaux, souvent dans les soubassements du clocher. Des églises présentent un chaînage d'angle entre la façade principale et les murs gouttereaux, mais il est monté en moellons et non en des pierres taillées. Les chapelles sont en blocage grossier.
La tôle et les bacs acier ont remplacé lauzes, ardoises et tavaillons dans la plupart des couvertures en vallée de Chamonix comme en Tarentaise (Grand Naves, Vallorcine). Les conseils généraux et la Facim s'efforcent toutefois de promouvoir ce patrimoine particulier, notamment avec le Chemin du Baroque. Certaines chapelles et églises rénovées ces dix dernières années ont ainsi reçu des couvertures en ardoises plus appropriées (Boudin). La Maurienne a mieux conservé ses toitures d'origine : les 12 églises de Basse Maurienne ont conservé leur toit d'ardoises, et les deux églises de Haute Maurienne leurs lauzes.

#### d.2 Détails constructifs

- *Tirants extérieurs aux maçonnerie et chaînages intérieurs* Seules 17 églises sur 61 n'en possèdent aucun de visible. D'origine ou rapportés pour stabiliser l'édifice, les chaînages trans-

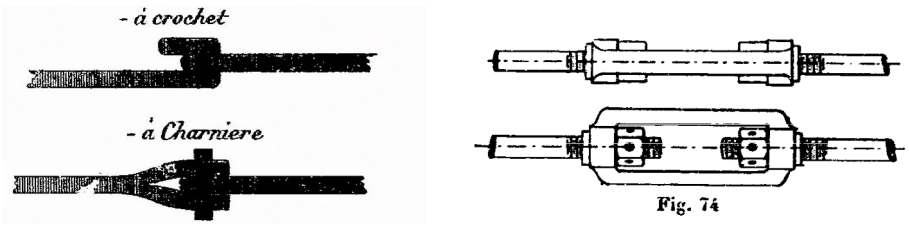



a) b)

Fig. II.19 Positions des tirants et chaînages les plus fréquentes. a) ND de l'Assomption, Cordon : tirant transversal en façade et chaînages longitudinaux. b) Saint-Pierre, Villard-sur-Doron : 12 chaînages dans le clocher et 9 chaînage transversaux et longitudinaux dans la nef et le chœur.

versaux et longitudinaux dans la nef (Cf Fig II.19a) servent à reprendre les poussées des voûtes en pierre dans les églises les plus prestigieuses, des voûtes lambrissées et des charpentes, afin de stabiliser les murs. Ils servent aussi à améliorer les connexions entre différents éléments maçonnés et entre les couches d'un mur, notamment les deux chaînages dans les retours de murs à la jonction entre la nef et le chœur (Saint-Eusèbe, Petit-Coeur) (Cf I.2.2 et I.2.3). En effet tous les édifices sur lesquels nous avons relevé une section de mur étaient constitués de 2 couches, sans réelle connexion. Enfin, ils reprennent les efforts horizontaux dans les éléments élancés comme les campaniles et améliorent leur résistance. La moitié des campaniles maçonnés et les deux tiers des clochers sont traversés de quatre chaînages d'angle sur un ou deux niveaux. Certaines églises présentent ainsi plus de 20 tirants (Cf Fig II.19b).

Il est souvent délicat de déterminer si le tirant est d'origine ou ajouté, soulignant un dysfonctionnement originel de l'édifice. Les traités de Rondelet (1817) et Denfer (1894) décrivent les tirants à la fin des XVIIIe et XIXe siècles. Ils sont constitués de barres rectangulaires jusqu'au XIXe, puis cylindriques avec l'apparition du laminage. Tous les tirants de section circulaires (Saint-Loup, Servoz) sont donc postérieurs à la construction. De plus l'assemblage des barres pour obtenir un tirant de longueur adéquate a changé (Cf fig II.20). Les assemblages à lanterne, même anciens, sont postérieurs à la période baroque en Savoie donc postérieurs à la construction.




a) b)

Fig. II.20 Assemblages de continuité en milieu de tirant. a) Nœuds de chaînes d'après (Rondelet, 1817) b) Assemblages à lanterne d'après (Denfer, 1894).

a) b) c)

Fig. II.21 Couvrements et leurs conséquences. a) Sain-Nicolas, Saint-Nicolas-la-Chapelle : voûtes stuquées et peintes du transept gauche b) Saint-Sauveur, Le Revers, Hauteluce : voûtes en lattis plâtré. c) Saint-Laurent, Aiton : contreforts et protection en lauzes.

- *type de voûte et de couvrement* - fig II.21. À l'exception d'une dizaine de chapelles, tous les édifices construits ou modifiés au XVIIe sont couverts de voûtes aux arêtes aiguës. Au XVIIIe, les formes se compliquent, notamment avec un compartimentage et un réseau de voûtains indépendants de la structure, en particulier dans le chœur. Ces voûtes sont fines, en maçonnerie de blocage à base de galets dans les églises les plus importantes : pas plus de 15cm d'épaisseur au niveau de la clé de voûte dans les églises de plus de 9m de large. Dans les églises de construction plus frustre et dans les chapelles, les voûtes comme les plafonds sont faits d'un lattis en bois stuqué et plâtré (II.21b) et ont souvent perdu leur forme originelle (Beaubois, Beaufort).
Dans les édifices anciens moins modifiés, les plafonds sont plus nombreux et les voûtes d'épaisseur plus importante : 40cm à la clé de voûte pour une église de plus de 9m. Les contreforts extérieurs sont alors nombreux comme à Aiton où ils sont protégés par de larges plaques de schiste. Dans les chapelles, c'est souvent la base du mur voire le mur dans son entier qui se transforme en son propre épaulement en adoptant un profil trapézoïdal. Ce profil disparaît visiblement avec l'apparition des voûtes légères et des églises à collatéraux boutants.

### d.3 Dommages existants

- *Fissuration.* Même dans les églises les mieux entretenues on note un réseau de fissures systématiques parfois traversantes : la fissure verticale au milieu de la façade principale (Cf fig II.22a), les fissures à la verticale des ouvertures et à la jonction entre la nef et le chœur. Ces dernières sont plus ouvertes en partie haute des murs et s'estompent souvent à mi-hauteur des façades, ce qui tend à prouver que le déversement des murs dû à la poussée des voûtes et de la charpente est à l'origine de la plupart de ces désordres. Les voûtes sont fissurées, surtout longitudinalement dans leur milieu (Cf fig II.22b), ou plus rarement au niveau des arêtes. La jonction entre les voûtes et les murs gouttereaux est toujours endommagée, sauf dans les églises qui viennent d'être rénovées (Cf fig II.22c). Nous avons relevé des fissures en biais à l'arrière de la façade principale et de la façade arrière de la sacristie. Comme nous l'avons montré en I.2.2, ces fissures sont typiques d'un début de déversement de l'élément contigu, et peuvent être la trace d'un séisme passé et/ou d'un travail du sol.

- *Humidité.* Toutes les édifices présentent des remontées d'humidité dans les murs, avec des épaufrures généralisées. Les enduits ont disparu sur plus 1,5m dans plus de 30 églises (Grand Nâve) et la quasi-totalité des chapelles. En effet, l'accumulation de la neige en pied de murs pendant plusieurs mois constitue une agression importante, accentuée par deux points. D'une part les voûtes étant devenues plus légères, les murs à fruit ont disparu au moins pour les églises. Ceci favorise l'accumulation de neige car, même importants, les coyaux ne sont pas suffisants pour

a) b) c)

Fig. II.22 Fissures les plus fréquentes. a) verticale dans la façade d'entrée passant par les ouvertures : Saint-Hippolyte, Saint-Paul sur Isère. b) longitudinale au milieu des voûtes et des arcs doubleaux : Sainte-Trinité, la Bourgeat, Bourg-Saint-Maurice. c) jonction entre les voûtes et les murs, en biais dans les voûtes : Saint Germain, Grand Naves, La Léchère

protéger les pieds de murs. De plus, d'après les prix-faits et les techniques de construction des chalets, les fondations doivent être rudimentaires, assez superficielles et sans véritable drainage. Dans les vingt dernières années, au moins 10 communes ont fait creuser un système de drainage plus important (Tours-en-Savoie). Dans les chapelles, la construction encore plus rustique et l'absence d'entretien aggravent cette situation.

- *Détérioration des charpentes.* Comme nous l'avons souligné plus haut, les charpentes ont souvent subi au cours de leur histoire plusieurs adaptations. Les bois sont donc souvent repris, re-sciés et complétés par d'autres. Dans certains cas il en résulte un assemblage d'éléments assez hétéroclites, ce qui a justifié la reprise quasi intégrale de la charpente de l'église de Cordon. De plus les infiltrations d'eau en toiture détériorent dans de nombreux cas les pannes sablières. Les descentes de charges de la charpente sont donc déséquilibrées car les pannes sablières ne répartissent plus d'une façon uniforme les poussées, plus fortes au droit de la pourriture.

#### e Prélèvements et essais au scléromètre

Dans 18 églises situées en Basse-Tarentaise, Val d'Arly, Beaufortain et Faucigny nous avons effectué des prélèvements de pierres et de mortier parmi les débris laissés dans les combles. Nous avons aussi procédé à des mesures au scléromètre en plusieurs endroits de la structure où la maçonnerie était apparente afin d'obtenir des caractéristiques mécaniques plus précises pour les composants de la maçonnerie dans les différentes vallées comme expliqué au chapitre I.1.3.c.

**Tests au scléromètre**. Nous n'avions accès qu'à un scléromètre étalonné pour du béton. Toutefois les valeurs obtenues, même sans être converties, sont très utiles pour comparer les

| **Scléromètre** | **Combe de Passy, Combe de Savoie** | **Beaufortain ; Contamines ; vallée de chamonix** | **Tarentaise** |
|---|---|---|---|
| **Mortier** | 8,53 | 12,66 | 9,04 |
| **Pierres** | 40,57 | 33,49 | 34,79 |

Table II.4 Caractéristiques comparées au scléromètre dans les différentes vallées.

duretés des différents éléments les unes aux autres. Nous avons expliqué au paragraphe I.1.3.b qu'en prenant la maçonnerie à une échelle suffisante, un processus d'homogénéisation permettait d'extrapoler ses caractéristiques à partir de celles des éléments, du mortier et des proportions de ces deux phases. Nous avons ainsi déterminé trois zones dans lesquelles les caractéristiques mécaniques des différents composants sont très différentes, comme illustré dans le tableau II.4. 1) Dans le bas de la vallée de Chamonix jusqu'à Passy et la Combe de Savoie, la maçonnerie est composée de peu de mortier, avec des pierres de grandes dimensions, résistantes. 2) Dans le Beaufortain les vallées de Chamonix et des Contamines, la qualité de la maçonnerie est beaucoup plus variée et dépend des parties inspectées mais présente une plus forte proportion de mortier. 3) En Tarentaise la maçonnerie s'apparente plus à un bain de mortier agglomérant des pierres de petite taille très irrégulières, particulièrement dans le haut de la vallée.
Cette campagne n'a pas permis de déterminer une loi de distribution pour chaque type de pierre, qui aurait servi à introduire la variabilité des propriétés des matériaux dans les courbes de fragilité (Cf I.4). En effet il était impossible d'identifier avec certitude des roches identiques dans l'obscurité et la saleté des combles. De plus, la surface irrégulière des pierres non taillées rendait difficile la réalisation des tests dans les conditions prescrites.

**Tests en laboratoire**. Nous avons effectués des tests à l'acide et de grattage sur les échantillons et calculé leur masse volumique. Des essais aux ultra-sons ont été réalisés sur les 10 échantillons de taille la plus importante et ont permis de remonter à des modules de cisaillement et de compression. Il faut toutefois noter que la très petite taille et de la forme trop irrégulière des échantillons empêchent l'obtention de deux faces planes parallèles et troublent donc les mesures. De plus, de nombreuses roches se défont en feuilles, ce qui les rend très difficile à tailler. Les mesures ont été effectuées suivant la longueur $\simeq$ 15cm et suivant l'épaisseur comprise entre 5 et 10cm selon les cas. Nous avons donc calculé les vitesses de propagation en plusieurs points de chaque échantillon : $V = d/t$ avec $d$ son épaisseur ou longueur faiblement variable et $t$ le temps de propagation mesuré. Les valeurs de $V$ sont comprises entre 3 et 6 km/s, compatibles avec celles généralement indiquées dans la littérature sur les roches cohérentes (Kahraman, 2007). On note pour certains échantillons des variations d'un facteur 2 à 4 suivant la direction de mesure. Celle-ci est due à une anisotropie de la roche (stratification, schistosité...) et/ou à la présence de

| **Pierres identifiées** | **Rc (MPa)** | **localisation des églises** | | |
|---|---|---|---|---|
| **Micaschiste** | | Conflans, Héry, St-Nicolas, Aiton, Cordon | Villard | |
| **Gneiss** | 93-172 | Servoz, St Gervais, Héry, St-Nic. | | Esserts-B |
| **Granite** | 140-230 | Conflans, Combloux | Beaufort, St-Gervais | |
| **Grès** | 16 – 250 | Héry, St-Nicolas, Cohennoz, Passy, Flumet | Argentière, Vallorcine | |
| **Gypse, cargneule** | 6 – 8 | | Beauf.ort, Villard, NDG, Contamines | Esserts-B, St-Paul |
| **Schistes noirs** | 80 – 250 | Conflans | Beaufort, Contamines | St-Paul |
| **Tuf calcaire** | 20 – 60 | Servoz, Héry | Villard, Contamines | Nâve Fontaine, Gd Nâve |
| **Conglomérat** | 15 – 50 | | | Gd Nâve, Pt Coeur, St-Paul |
| **Calcaire sableux** | 2 – 19 | | Contamines | Nâve Fontaine, Pt Coeur |

Table II.5 Détermination des types de roches utilisées et de leurs caractéristiques.

fissures (Perrier, 2002), ainsi qu'à l'orientation de la direction de propagation par rapport aux plans de la roche, que l'on a déjà soulignés. Par exemple dans les échantillons calcaires issus de Grand-Nâves, l'orientation des microfissures perpendiculairement à la direction de propagation des ondes entraîne une réduction des valeurs des $V$ de près de 20%. Des essais en compression ont été réalisés sur 4 de ces échantillons. Mais là aussi les mesures sont perturbées à cause de la taille et de le forme des échantillons. Toutefois, les ordres de grandeur étaient cohérents avec ceux calculés précédemment.

En comparant ces différents résultats avec les cartes des carrières et les cartes géologiques, nous avons identifié 10 types de roches, cohérentes avec les matériaux locaux exposés au paragraphe II.1.2.c. Le tableau II.5 les récapitule, ainsi que la localisation de l'église dans laquelle l'échantillon a été prélevé. L'inventaire des roches de construction françaises du BRGM et la base MONUMAT nous ont permis de retrouver leurs caractéristiques, notamment la résistance en compression et le module d'Young (Thibaut, 1996) et (Odent, 1987). On voit qu'il y a bien une bonne cohérence entre les trois zones déterminées précédemment grâce aux mesures au scléromètre (Cf tab II.4) et les pierres identifiées les plus fréquentes, en tenant compte de la variation de la quantité de mortier.

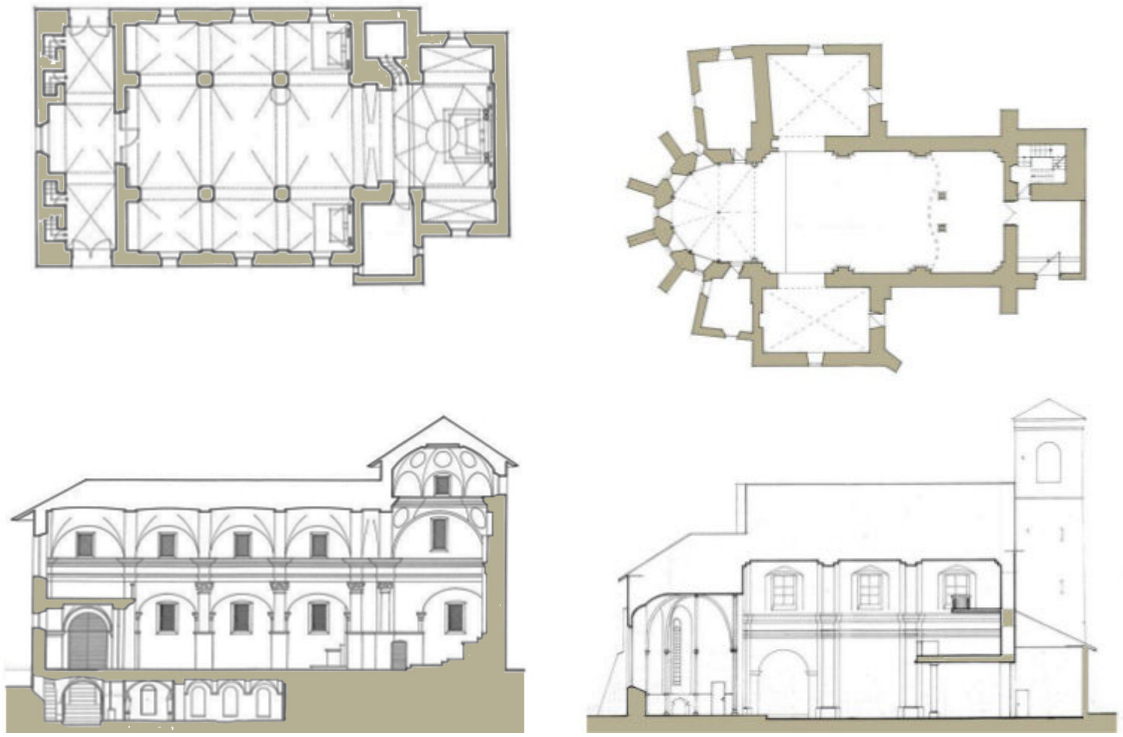
Ces tests nous ont permis de déterminer trois grande familles de mortier et d'éléments conduisant à trois maçonneries de caractéristiques différentes, correspondant à l'emplacement des églises. Le nombre et la diversité des structures étudiées rendent certes illusoire une connaissance approfondie de chacune, mais ces informations localisées nous permettent d'avoir une meilleure connaissance des variations et donc de l'aléa. Cependant on s'est heurté à des tailles d'échantillons trop réduites pour pouvoir mener une campagne complète de tests avec les moyens dont nous disposions. De plus la description des pans de murs devrait être améliorée afin d'être utilisée dans un processus d'homogénéisation. D'autre part, il serait intéressant d'effectuer les mêmes tests sur plusieurs chapelles de chaque vallée ce qui permettrait de déterminer précisément les matériaux locaux et les techniques de mise en œuvre. Enfin, des tests plus complets sur chaque édifice (Cf I.1.3.c) permettraient d'avoir une meilleure connaissance de l'état de conservation de chacun d'entre eux, même si cela dépasse le cadre d'une analyse à grande échelle.

### II.2.3 Conclusions sur le patrimoine étudié : particularités du baroque savoyard

Grâce au recensement et aux relevés de ces 200 édifices nous avons listé les différents éléments constitutifs des églises traitées afin de souligner les caractéristiques architecturales importantes d'un point de vue structurel. Les planches morphologiques de l'annexe C permettent de les comparer pour tous les édifices, à l'échelle du 1/200e. Nous pouvons donc maintenant tirer quelques conclusions sur ce patrimoine particulier.

#### a Différences structurelles marquées entre le haut et le bas des vallées

Nous avons montré que ces différences se lisaient dans le type de plan, la mise en œuvre des couvrements mais aussi la qualité de la maçonnerie. En effet, la liberté d'action et la richesse se concentrant dans le haut des vallées, la dynamique architecturale se traduit dans deux types de structures différentes. Dans le bas des vallées, les églises ont été essentiellement restructurées à l'époque baroque pour suivre les nouveaux canons : percement de fenêtres, élargissement de la nef, ajout de collatéraux, construction d'un bulbe, modification du chevet d'origine. Ces structures sont donc très composites aussi bien dans les matériaux que dans la forme des macro-éléments, plus nombreux et moins bien liés (Cf fig II.23b). Citons l'exemple de l'église de Megève, dont les soubassements datent du XIe, le chœur du XIVe, la nef du XVIIe, le clocher du début du XIXe et l'avant-nef de la fin du XIXe, ou celui de l'église de La Chambre, dont le portail aux



a) b)

Fig. II.23 Opposition entre l'architecture du bas et du haut des vallées. a) Saint-Thomas-Beckett, Avrieux : située à 1160m d'altitude en Haute Maurienne, reconstruite complètement de 1649 à 1689 ; Silhouette massive et trapue, continuité longitudinale. b) Saint-Etienne, Aiguebelle : située à 320m d'altitude à l'entrée de la Maurienne, modifiée aux XIVe, XVIIe, et XIXe ; composite, clocher hors-œuvre et chœur beaucoup plus bas.

voussures décorées date du XIIe, le collatéral Nord du début du XVIe et le reste de la fin du XVIIe. Les modèles devront tenir compte de ces évolutions de géométrie et de chargements.

Dans le haut des vallées, les moyens disponibles et l'augmentation de la population conduisent à reconstruire l'église à neuf. De plus, essor démographique aidant, la création de nouvelles paroisses implique la construction de nouveaux lieux de culte. Dans tous les cas, ces édifices sont construits en une seule phase : ND de la Gorge aux Contamines 1699-1701, Saint-Pierre à Villard-sur-Doron 1672-1676 ou Saint-Nicolas-de-Veroce 1725-1729. Dans ces édifices, la mise en œuvre et les matériaux sont de qualité beaucoup plus homogène. La structure est constituée de moins de macro-éléments et est d'aspect beaucoup plus massif de l'extérieur. (Cf fig II.23a)

Les modifications postérieures importantes sont peu nombreuses dans le haut des vallées. En effet, les sanctuaires refaits à neuf avant la révolution ne seront plus une priorité avant que la montagne ne commence à se désertifier à partir du milieu du XIXe. Les travaux effectués ne concernent le plus souvent que la reconstruction des clochers suite à la Révolution, incendies ou avalanches (Argentières, Montgilbert, Chamoux). Au contraire, dans le bas des vallées, la période baroque n'a pas permis de renouveler l'ensemble des églises. Elles seront reprises entre 1815 et 1860, accentuant encore le caractère composite de celles qui échappent à la campagne de reconstruction totale (Montendry). La figure II.23 illustre en plan et en coupe ces différences entre les églises du haut et du bas des vallées. Cette remarque est valable aussi pour les chapelles. Elles sont naturellement plus nombreuses dans les hauts de vallées car la vie y est très rude, et ont été mieux protégées par leurs habitants des rénovations et remplacements tardifs.

#### b Des changements structuraux mais de fortes permanences vernaculaires

En dépit des changements apportés à l'âge baroque, d'une part la structure massive demeure, d'autre part l'opposition entre extérieur et intérieur est encore plus marquée que dans les constructions antérieures. Les églises restent des édifices vernaculaires, parfaitement adaptés à un climat rude et à des conditions de construction très rustiques. Toitures énormes, percements chiches, façades basses et pignons latéraux limités, ou alors tronqués par une section horizontale couverte par une croupe triangulaire, composent des ordonnances sèches et raides. Les façades sont nues et renforcent l'aspect extrêmement austère, exception faite de la façade principale mieux enduite et parfois peinte. Dans sa plus simple expression, en Maurienne, elle est percée d'un portail, d'une baie en plein cintre et d'un oculus. Plus on monte vers le Nord et plus les décors sont élaborés : portail avec fronton saillant fortement mouluré, colonnes à chapiteaux corinthiens ou composites, niches et statues, médaillons en trompe-l'œil et serlienne.

La décoration intérieure au contraire est toujours très colorée et abondamment dorée, des stucs en abondance, une profusion de fresques végétales et surtout de grands retables. L'architecture se constitue de larges bandeaux d'entablement, frises, corniches et pilastres. Sur les formes simples traditionnelles se superpose une architecture feinte en stuc, parfois en bois, qui peut être extrêmement chargée (Avrieux). Les courbes propres au baroque italien sont limitées, même dans les décors, et plutôt réservées aux retables et aux chaires sculptées.

#### c Un patrimoine mobilier précieux

Même s'il n'intéresse pas directement le diagnostic structurel des édifices, le contenu mobilier de ces églises est étonnamment riche et bien conservé. Il participe au même titre que l'édifice à cette construction patrimoniale analysée au paragraphe I.1.1. On trouvera en annexe B la liste des objets, statues, mobilier, linge liturgique classés conservés dans ces églises.

Fresques, chaires et retables expriment tous la volonté tridentine de catéchiser les fidèles. Les retables sont une particularité de ces églises, exceptionnels de par leurs finitions, leur variété et la fantaisie populaire qui les a inspirés. Leur taille devient impressionnante au cours de la période baroque, et ils se multiplient jusqu'à trois ou cinq retables par église avec l'adoption de nouveaux saints. Tout de bois, parfois stuqués, ils présentent une multitude de statues, plus rarement de tableaux. Leur but est initialement plus apologétique qu'esthétique : le maître-autel raconte la vie de Jésus et/ou de Marie et du saint titulaire. Ils sont composés d'un soubassement lambrissé et d'un ou deux étages, et s'articulent le plus souvent en trois panneaux verticaux. Sur la partie lambrissée se découpe le tabernacle abondamment travaillé souvent réalisé à part. À l'étage intermédiaire, on trouve les saints de l'Écriture côté Évangile (gauche). Côté Épître (droite) se situent les cultes à caractère neuf, comme le Rosaire, la Nativité et les saints du Premier Millénaire. Au centre, une image dogmatique ou sacrée. L'étage de couronnement figure en général la Crucifixion, la Vision Béatifique ou le Couronnement de la mère de Dieu, mettant en scène des cohortes d'anges et des statues en pied. Les retables, véritables monuments, leurs origines et leur classement en courants ont été étudiés par Charabidze (2009) en Piémont et Savoie, en Tarentaise par Robbe (1939) et en Faucigny par Monery (1975).

On notera aussi les fresques parfois beaucoup plus anciennes (Vulmix à Bourg-Saint-Maurice, Saint-Antoine à Bessans) et les chaires à prêcher sculptées.

#### d Un patrimoine menacé

Nous ne reviendrons pas sur le risque sismique de la zone étudiée, exposé en section II.1.2. Toutefois l'urbanisation croissante des fonds de vallée, l'augmentation de population des villages d'entrée de vallée dépassant les plus hauts niveaux du XVIIIe, la transformation des hameaux en

stations de ski, conduisent à une multiplication des constructions et donc à une augmentation du risque. Par exemple le séisme de Lambesc en 1909 dans les Alpes du Sud avait tué 46 personnes, détruit le village du même nom et causé des dommages représentant 0,7% du budget régional de l'époque. En 1982, le ministère de l'environnement a commandé une simulation évaluant les dommages causés par un séisme identique. Selon ce rapport, en 1982, il aurait causé la mort de 400 à 970 personnes et coûté 600% du budget régional. L'augmentation du risque même dans des zones plutôt rurales ne doit pas être sous-estimée.

D'autre part, dans la zone d'étude la sismicité doit être combinée à d'autres aléas. En Savoie par exemple, les 305 communes sont aussi concernées par les risques liés aux sols argileux, 253 par le risque d'inondation, 211 par le risque de mouvement de terrain, plus d'une centaine sont concernées par des risques technologiques, 186 par des risques de cavités naturelles ou issues de carrières. Enfin, 53 ont des zones habitées soumises au risque d'avalanches. Or tous ces phénomènes risquent de combiner leurs effets sur les constructions en cas de séisme.

Enfin, divers changements structurels à la période baroque ont souligné ou engendré certaines faiblesses dans les églises. On a noté en particulier un déversement des murs et une ouverture de la nef, un affaissement des voûtes et une désolidarisation des macro-éléments. De plus, une humidité importante en pied de mur sape la maçonnerie et détruit les décors intérieurs. Ces dommages sont amplifiés par le manque d'entretien d'une grande majorité d'édifices. Seuls ceux situés à proximité immédiate de stations de sports d'hiver sont entretenus, les communes ayant plus de moyens, et la mise en valeur pouvant s'avérer rentable en termes touristiques. Ces édifices et leur contenu correspondent bien à la définition complexe du patrimoine et rassemblent tous les enjeux listés en section I.1.1.

## II.3 Définition de typologies structurelles

### II.3.1 Objectifs

Nous avons expliqué en I.5 que l'objectif de ce travail était de proposer une méthode adaptée à une sismicité moyenne, qui permette de faire un premier diagnostic structurel pour un grand nombre de bâtiments complexes. Les courbes de fragilité que nous souhaitons utiliser (Cf I.4.4) donnent des informations soit sur un bâtiment précis soit sur un type donné de structures qui présentent les mêmes caractéristiques structurelles, comme dans la typologie définie pour la méthode EMS-98 par exemple (Cf I.4). Au sein d'un type, les édifices sont supposés présenter le même comportement sous séisme et la même vulnérabilité. Nous souhaitons donc proposer pour l'ensemble étudié ici une typologie composée d'un nombre réduit de types pour classer et décrire tous les édifices du patrimoine étudié en fonction de leurs spécificités. Le nombre de modèles initiaux sera donc réduit au nombre de types définis.

D'autre part, pour chacun de ces types, nous voulons définir un "bâtiment type" qui permette d'étudier les répercussions sur le comportement de l'ouvrage des variabilités structurelles existantes au sein de ce type. Ce bâtiment type sera illustré par l'église ou la chapelle présentant le moins de traits particuliers et des dimensions moyennes. Il devra de plus être situé dans un site ordinaire, sans soutènement particulier, chevet creusé dans le rocher ou édifice mitoyen. Ce bâtiment exemple devra aussi être suffisamment bien documenté pour pouvoir modéliser de façon pertinente les différents sous-ensembles, macro-éléments et maçonnerie d'époques différentes.

### II.3.2 Définitions des critères

Grâce à la campagne de relevés nous avons rempli la fiche descriptive décrite au paragraphe II.2.2.a. À partir de ces fiches, nous avons constitué une base de données concernant les 200 édifices, récapitulée en annexe B.

### a Des typologies différentes pour les églises et les chapelles

Nous ne proposons pas la même typologie pour les églises et les chapelles, même si certains critères structuraux de classification sont communs. En effet, ces édifices diffèrent sur plusieurs points modifiant leurs comportements statique et dynamique.

*Taille.* Les différences sont très marquées entre la petite chapelle de hameau et l'église de fond de vallée. Même si la chapelle était un modèle réduit de l'église, leur comportement dynamique serait différents à cause des effets d'échelle. La résistance d'un matériau avec défauts variant inversement à la taille de l'échantillon, il faudrait que les chapelles soient construites soigneusement avec des éléments proportionnels à leur taille. Or la taille des éléments dépend de la zone géographique et de l'altitude plus que du type de bâtiment. Enfin la raideur des édifices plus petits sera plus grande et le comportement de type boîte plus naturel sous séisme.

*Mise en œuvre.* Elle est beaucoup plus rustique pour les chapelles que pour les églises. La maçonnerie est grossière, abondamment enduite d'un mortier jeté à la truelle. On ne trouve quasiment jamais de chaînage d'angle constitué de pierres appareillées, et les quelques tirants sont tous visiblement d'époque plus tardive. Dans quatre cas nous avons noté la présence de tirants en bois noyés dans la maçonnerie, sans pouvoir déterminer si c'était la règle.

*Couvrement, charpente et couverture.* La plupart des couvrements des chapelles, quelle que soit la vallée, sont en lambris stuqués ou plâtrés. La nef d'une ou deux travées est couverte d'un plafond ordinaire, d'un lambris plus ou moins cintré ou d'une ou deux voûtes d'arêtes. Les charpentes sont des simplifications à l'extrême de la charpente à poteaux traditionnelle (Cf section II.2.2.b). Les ébauches de ferme triangulée sont rares et visiblement plus tardives (chapelle du Bay, Saint Gervais). Le transfert des charges de la couverture, de la charpente et de la neige ne se fait donc pas de façon optimisée dans la maçonnerie. Enfin, les couvertures sont principalement en tôle, engendrant des charges différentes de celles supportées par les églises.

*Campaniles et clochetons.* Alors que toutes les églises possèdent des clochers-tour, les chapelles sont coiffées de campaniles variés. Ils s'ajoutent à la charge en toiture mais n'ont pas les mêmes effets sur l'emplacement du centre de torsion du bâtiment que le clocher qui engendre une dissymétrie importante dans l'édifice.

*Façade.* Les chapelles présentent deux façades d'entrée structurellement originales illustrées en figure II.29. En Maurienne, 42% des chapelles présentent une avancée importante des murs gouttereaux et de la toiture en façade principale formant un porche (Saint Claude, Bessans). Ces murs ne sont reliés entre eux que par les chevrons posés sur la panne faîtière et constituent donc un point de faiblesse. L'autre façade présente un grand arc en cintre surbaissé sur presque toute sa largeur, ce qui constitue une faiblesse très importante puisque la quasi totalité du mur est supprimée. 8 chapelles sur 36 sont concernées en Tarentaise, 13 sur 30 en Beaufortain.

*Pente du sol.* Elle est souvent plus prononcée pour les chapelles que pour les églises sur des replats aménagés. Les chapelles sont construites dans des pentes parfois fortes, le chœur voire parfois la nef se retrouvant de fait semi-enterrés (Grand-Gondon, Bourg-Saint-Maurice).

### b Critères retenus de fragilité structurelle vis-à-vis du séisme

Nous nous sommes basés sur les macro-éléments et les mécanismes de rupture décrits en section I.2.2, les critères de la typologie EMS-98 et ceux de la méthode Vulnéralp, plus adaptés à la situation de sismicité modérée française (Cf I.4). Dans un premier temps, nous avons étudié la répartition des différentes caractéristiques : type de plan, de façade, de pente, de toit etc. Ceci nous a permis de distinguer des tendances par zones géographiques mais aussi des combinaisons récurrentes. Par exemple, les plans en croix latine sont associés dans moins de 30% des cas à un chœur de même largeur que la nef. Nous avons ainsi sélectionné 5 critères pour les églises et 4 pour les chapelles, qui permettent de toutes les décrire pour évaluer leur résistance au séisme.

### b.1 Critères pour les églises - Voir annexe C

a) b) c)

Fig. II.24 Type de plans. a) Saint-Thomas-Beckett, Avrieux : plan rectangulaire. b) Saint-Pierre, Coise-Saint-Jean-Pied-Gauthier : plan en croix latine d'origine, homogène. c) Saint-Etienne, Aiguebelle : plan en croix latine par adjonction de chapelles latérales au XVIIIe.

1) *Type de plan - Figure II.24.* Dans un plan en croix latine, la rigidité n'est pas répartie de façon homogène et le bâtiment est par nature beaucoup moins symétrique, même en omettant le clocher, que les édifices de plan rectangulaire (Cf II.24a). D'autre part les bâtiments en croix latine sont composés d'un plus grand nombre de macro-éléments (transepts), ce qui multiplie les mécanismes de ruine possibles et les interactions entre éléments si ceux-ci sont mal assemblés, cas probable ici vu la qualité médiocre de la maçonnerie. Nous avons souligné lors du relevé les nombreuses fissures au niveau des transepts (Cf fig II.24b). Enfin, surtout dans les bâtiments transformés par l'ajout de chapelles latérales, la maçonnerie est souvent beaucoup plus rustique dans ces "transepts" que dans la nef, amplifiant les dommages possibles (Cf fig II.24c).

2) *Discontinuité entre la nef et le chœur - Figure II.25.* Un chœur plus étroit que la nef multiplie les macro-éléments et augmente le risque d'interactions conduisant à la ruine. De plus dans un plan sans changement de largeur, la toiture en bâtière couvre tout le volume d'un seul tenant (Cf fig II.25a). En cas de changement de section, soit une partie moins large de la toiture de la nef vient couvrir le chœur (Passy, Hauteville-Gondon, Feissons-sur-Isère), ce qui ne modifie que la charpente ; soit le chœur est recouvert de sa propre toiture, en pavillon ou en bâtière. Dans ce cas la jonction entre la nef et le chœur peut être du second-œuvre en bois et bardage

a) b) c)

Fig. II.25 Discontinuité entre la nef et le chœur. a) Saint-Thomas, Esserts-Blay : continuité en plan et élévation. b) Saint-André, Doucy, La Léchère : discontinuité en plan, pan de mur en second-œuvre. c) Saint-Sauveur, Héry-sur-Ugine : discontinuité en plan et élévation.

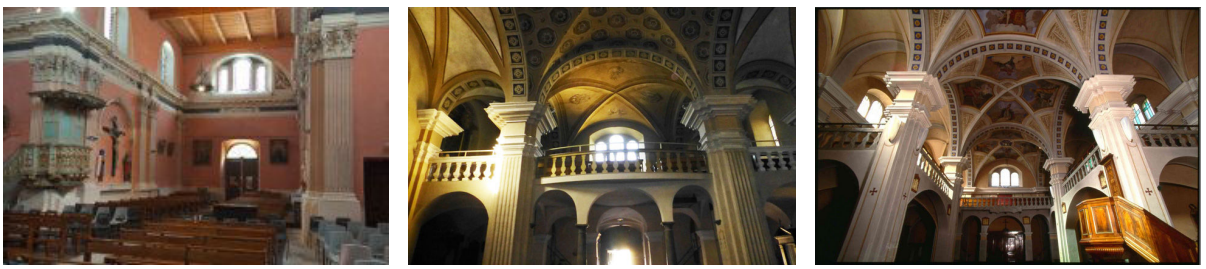
a) b) c)

Fig. II.26 Nombre et forme des nefs. a) Saint-Martin de Tours, Rognaix : nef unique. b) Saint-Pierre, Nâve-Fontaine, La Léchère : église-halle. c) Saint-Georges, Saint-Georges des Hurtières : collatéraux boutants et fenêtres hautes.

ou un pan de mur maçonné. Cette solution crée un point de faiblesse important car ce pan de mur triangulaire ne repose que sur les murs en retour entre la nef et le chœur (Cf fig II.25b).

D'autre part cette différence en plan se lit en élévation car les murs du chœur sont souvent beaucoup plus bas que ceux de la nef, ce qui crée une différence localisée de raideur, avec un pan de mur très exposé pour la couverture (Cf fig II.25c). Ce changement de géométrie indique très souvent la jonction de deux parties d'époque différentes, chœur d'époque gothique et nef baroque. Les deux maçonnerie seront donc différentes dans leurs caractéristiques mécaniques comme dans leur morphologie, modifiant le comportement dynamique de l'ouvrage.

3) *Nombre et forme des nefs - Figure II.26.* Les rangées de colonnes séparant les nefs sont moins raides que les murs gouttereaux, notamment dans la direction longitudinale. Alors que les modes de rupture par sollicitation dans le plan se produisent tardivement, les arcs doubleaux longitudinaux se déforment même sous faible sollicitation (CfI.2.2). Les voûtes sont donc d'avantage exposées, déjà fragiles de par leur mise en œuvre (Cf fig II.26b). Mais dans les structures à simple nef, la portée des voûtes est souvent plus importante, ce qui conduit à des voûtes plus épaisses et plus pesantes. Le nombre de nef joue donc un rôle très important dans la vulnérabilité de l'ouvrage (Cf fig II.26a). D'autre part, dans le cas des églises à collatéraux boutants, comme le nom l'indique, les collatéraux rigidifient la nef centrale, mais créent un point de fragilité en tête des murs de la nef. En effet ceux-ci sont courts, avec un risque de "coup de fouet", d'autant plus marqué que cette partie des murs est percée de baie (Avrieux) (Cf fig II.26c).



a) b) c)

Fig. II.27 Tribune. a) Saint-Martin, Chamoux-sur-Gelon : absence de tribune. b) Saint-Grat à Conflans, Albertville : sur la première travée des trois nefs. c) Sainte Agathe, Queige : en U sur la première travée des nefs avec retour sur les collatéraux.

a) b) c)

Fig. II.28 Forme du chevet. a) Notre-Dame de la Gorge, Les Contamines-Montjoie : chevet plat de la même époque que la nef. b) Saint-Jean-Baptiste, Megève : chœur à pans du XIVe. c) Saint-Sigismond, Albertville : chœur hémi-circulaire XVe.

4) *Tribune - Figure II.27.* La présence (Cf fig II.27a) ou l'absence ainsi que la forme et la superficie de ces structures influent sur le comportement de l'ouvrage. En effet, entre une église sans tribune et les églises du Beaufortain où la tribune couvre 50% des nefs et est supportée par des colonnes supplémentaires, la raideur générale n'est pas la même (Cf fig II.27c). Les tribunes jouent un rôle de diaphragme, souvent localisé à la travée d'entrée (Cf fig II.27b).

5) *Forme du chevet - Figure II.28.* Le chevet plat, arrondi ou à pans change la rigidité du macro-élément chœur et sa résistance géométrique. Cela influe donc aussi sur les interactions possibles entre le chœur et le reste de l'édifice. D'autre part, nous l'avons souligné lors du recensement, la forme des chevets est un indicateur du type de structure, construite ou transformée à l'époque baroque. Cette différence d'époque conduit à des maçonneries différentes, donc à des risques de dommage sous séisme.

### b.2 Critères pour les chapelles

1) *Type de façade - Figure II.29.* Deux types de façades semblent nettement plus vulnérables que la façade type d'église : celle avec avancée des murs gouttereaux et celle à claire-voie. Vu la taille réduite des chapelles, ces modifications structurelles rendent ce critère capital.

a) b) c)

Fig. II.29 Type de façade. a) Saint-Pantaléon, Grand-Gondon, Bourg-Saint-Maurice : façade symétrique de type église. b) Saint-Etienne, Bessans : avancée des murs gouttereaux. c) Saint-Bernard de Menthon, Annuit, Hauteluce : large baie plein cintre surbaissée ouverte.

a) b) c)

Fig. II.30 Type de clocheton. a) Saint-Ours, Adray, Arèche : pas de clocheton (clocher hors œuvre). b) Sainte-Marie-Madeleine, les Vincendières, Bessans : clocheton pesant en façade. c) Sainte-Anne, Le Mont, Sallanche : campanile appuyé sur la charpente.

2) *Discontinuité entre la nef et le chœur* Cf. description pour les églises.

3) *Type de clocher - Figure II.30.* Nous avons expliqué plus haut les spécificités des clochetons et campaniles des chapelles. En fonction du type adopté, les charges sur l'édifice sont fortement modifiées. Un petit clocheton maçonné ne pèsera pas autant qu'un grand campanile à bulbe. D'autre part la répartition de la charge n'est pas la même : les clochers murs ou clochetons maçonnés sont situés en façade, avec une descente des charges verticales directe, alors que les campaniles, simples ou complexes sont situés plus en retrait et se reportent sur la charpente.

### c Description des typologies d'églises et de chapelles - Bâtiments-type

La démarche pour les églises, illustrée en figure II.31 est la suivante. Nous classons d'abord les églises par type de plan, puis dans une seconde étape, pour chaque catégorie, en fonction de la continuité entre la nef et le chœur, puis nous prenons en compte le nombre de nefs et enfin la présence de tribunes. La forme du chevet ne sert pas à définir de nouvelles catégories mais à donner des informations supplémentaires pour le modèle numérique futur. Pour les chapelles, la démarche est la même avec dans l'ordre le type de façade, la continuité entre la nef et le chœur, et le type et la position du clocheton.

Cette démarche nous a permis de classer l'intégralité des églises en 8 types et des chapelles en 4 types. Seules 2 églises sont uniques. Celle de Chamousset, décrite plus haut, est la seule représentante en zone 4 d'un neuvième type comprenant les églises sur plan centré, tri ou quadrilobé. L'église de Flumet est unique de par son histoire mouvementé qui l'a rendu totalement

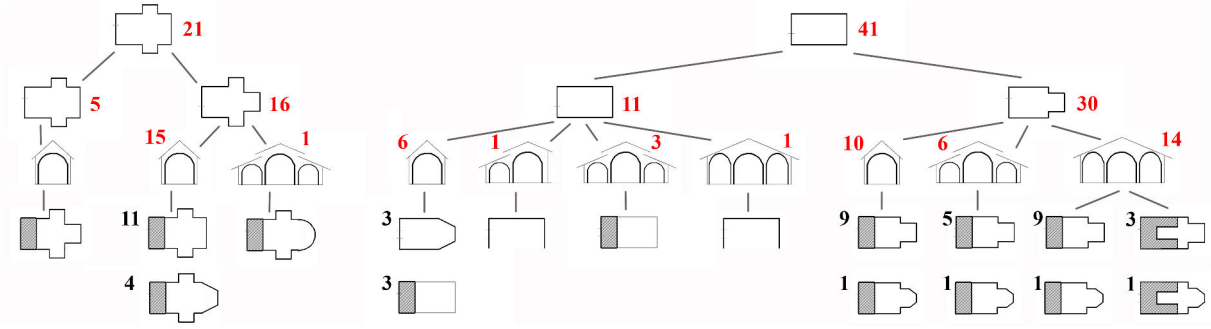



Fig. II.31 Définition des types d'églises : sélection par critères successifs.

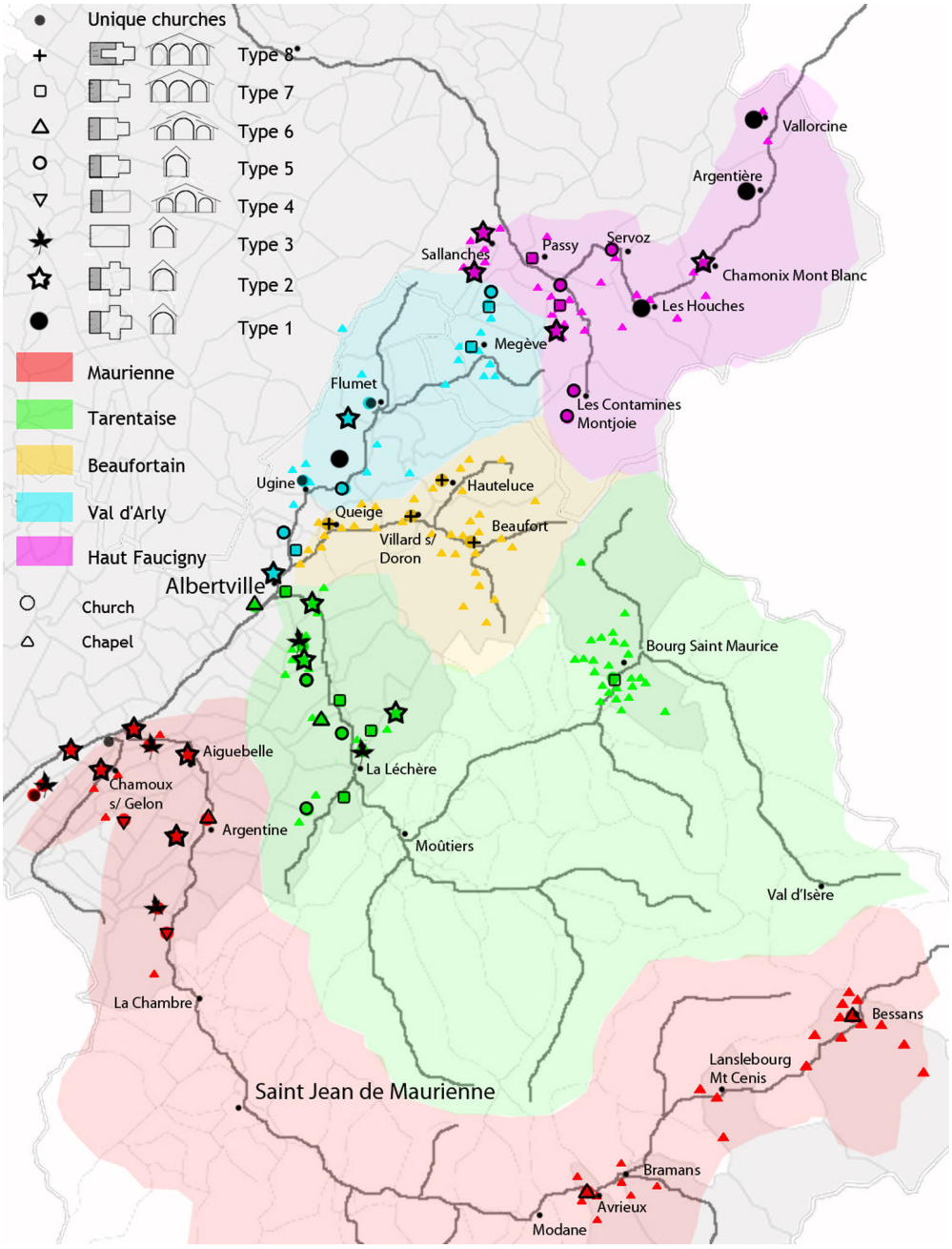



Fig. II.32 Répartition géographique des différents types d'églises et de chapelles.

dissymétrique et composite. Nous verrons au chapitre III que ce type d'églises pourra tout de même être étudié indépendamment grâce aux facilités de maillage et de construction de modèle proposées.

Les caractéristiques de chaque type sont décrites ci-dessous, pour les églises puis pour les chapelles. Nous indiquons aussi le bâtiment retenu comme bâtiment-type. Pour plus de détails sur ces édifices, on se reportera à l'annexe B pour une description générale et pour leurs caractéristiques structurelles. Le nombre d'églises indiqué par type correspond uniquement aux églises de l'ensemble étudié. Toutefois, pour s'assurer de la pertinence d'un type, nous avons vérifié qu'il était cohérent avec les églises en zone 3 à proximité (Moyennes Tarentaise et Maurienne).

**Typologie des églises** - Figure II.32

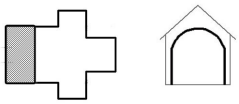


Fig. II.33 type 1

4 églises : Haut Faucigny, Val d'Arly.
plan en croix latine, chœur plus étroit que la nef, une seule nef, tribune sur la première travée de nef, chevet plat.
*Église-type* : Saint-Sauveur, Héry-sur-Ugine

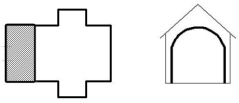


Fig. II.34 type 2

14 églises : Haut Faucigny, Bas du Val d'Arly, Basse Maurienne.
plan en croix latine, chœur de la même largeur que la nef, une seule nef, tribune sur la première travée de nef, chevet plat ou à pans.
*Église-type* : Saint-Nicolas, Saint-Nicolas-la-Chapelle

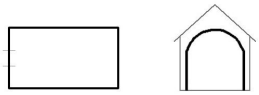


Fig. II.35 type 3

5 églises : Basse Tarentaise et Basse Maurienne.
plan rectangulaire, chœur de la même largeur que la nef, une seule nef, pas de tribune, chevet plat.
*Église-type* : Saint-Thomas Becket de Cantorbéry, Saint-Thomas les Esserts, Esserts-Blay

Fig. II.36 type 4

2 églises : Basse et Moyenne Maurienne.
plan rectangulaire, chœur de la même largeur que la nef, nef à collatéraux boutants, tribune sur la première travée de nef, chevet plat.
*Église-type* : Saint-Philibert, La Chapelle

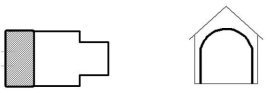


Fig. II.37 type 5

10 églises : Faucigny, Val d'Arly, Basse Tarentaise, Combe de Savoie.
plan rectangulaire, chœur plus étroit que la nef, une seule nef, tribune sur la première travée de nef, chevet plat ou hémicirculaire.
*Église-type* : ND de la Gorge, Les Contamines-Montjoie

Fig. II.38 type 6

5 églises : Haute Tarentaise, Haute Maurienne.
plan rectangulaire, chœur plus étroit que la nef, nef à collatéraux boutants, tribune sur la première travée de nef, chevet plat.
*Église-type* : Saint-Thomas Becket de Cantorbery, Avrieux

Fig. II.39 type 7

10 églises : Haute Tarentaise, Haut Faucigny, Val d'Arly, Combe de Savoie.
plan rectangulaire, chœur plus étroit que la nef, église-halle, tribune sur la première travée de nef, chevet plat.
*Église-type* : Notre-Dame-de-l'Assomption et Saint-Grat, Conflans, Albertville

Fig. II.40 type 8

4 églises : Beaufortain, Moyenne et Haute Tarentaise.
plan rectangulaire, chœur plus étroit que la nef, église-halle, tribune sur la première travée de nef et retournée sur les collatéraux, chevet plat.
*Église-type* : Saint-Maxime à Beaufort-sur-Doron

**Typologie des chapelles**

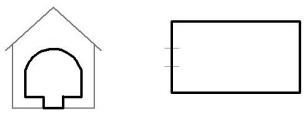


Fig. II.41 type 1

Type de "fond de vallée" ou de lieu accessible : Haut Faucigny et Val d'Arly.
Façade avec une large baie à claire-voie, plan rectangulaire à chevet plat de même géométrie, clocheton maçonné mur ou à base carrée en façade. Ce type de chapelle comprends habituellement 1 voire 2 travée(s) et un grand auvent en façade.
*Chapelle-type* : hameau de Champ-Gilbert, la Poyat à Queige

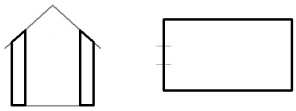


Fig. II.42 type 2

Type de haut de vallée : Haute Maurienne et Haute Tarentaise.
Façade avec murs gouttereaux formant porche, plan rectangulaire à chevet plat de même géométrie, pas de clocheton. Ce type de chapelle comprends habituellement 2 voire 3 travée(s) et la pente du toit est faible.
*Chapelle-type* : Saint-Etienne, Bessans

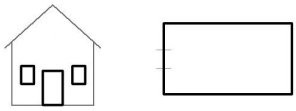


Fig. II.43 type 3

Type "chapelle d'alpage" ou chapelle la plus commune : toute la zone étudiée.
Façade fermée composée symétrique, plan rectangulaire à chevet plat de même géométrie, pas de clocheton maçonnée : soit petit campanile ouvert sur la charpente soit rien. Ce type de chapelle comprends habituellement 2 travée(s), avec un débord en façade.
*Chapelle-type* : Saint-Donat, Les Chattrix, Saint-Gervais-les-Bains

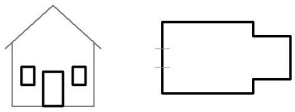


Fig. II.44 type 4

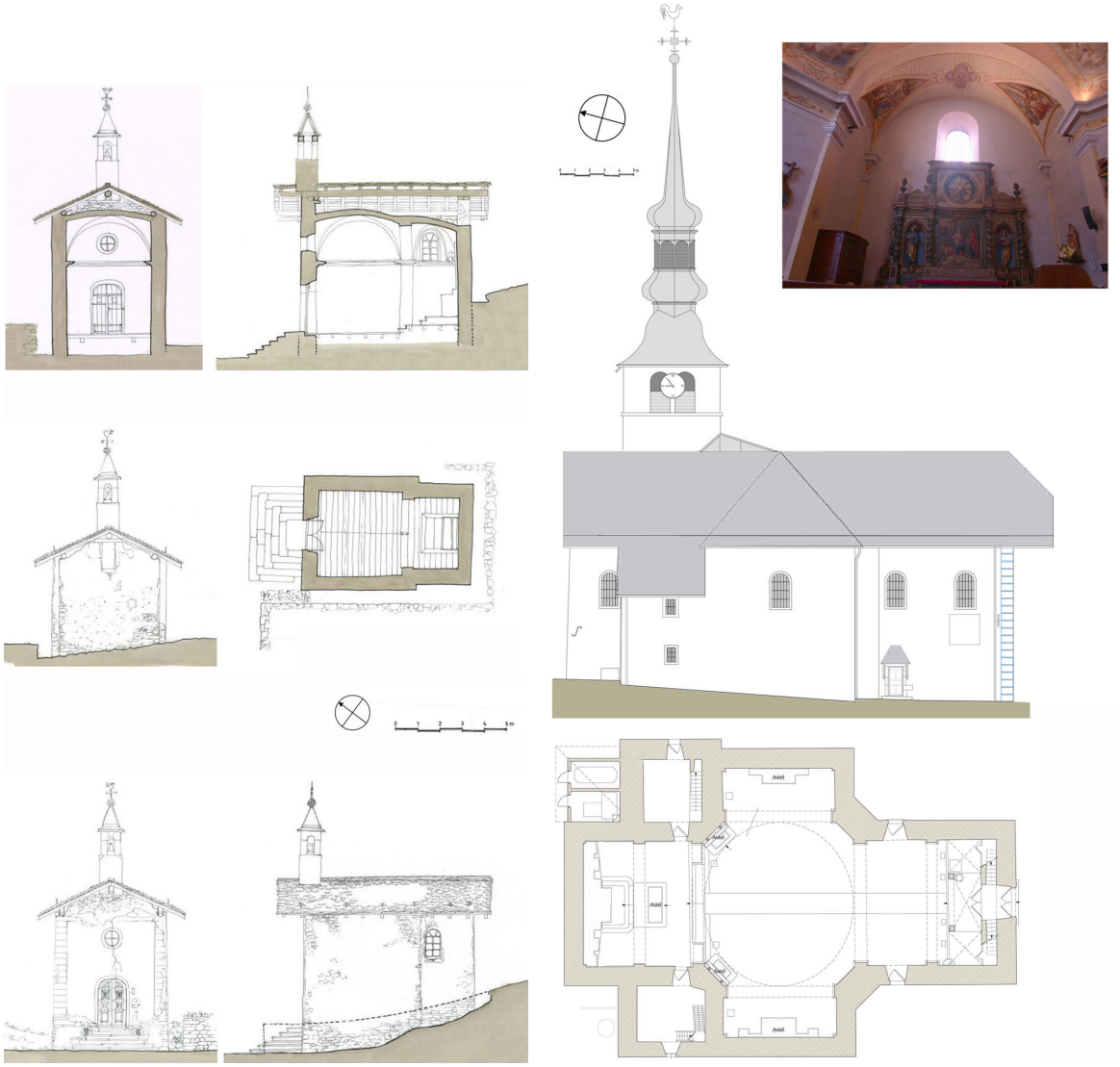
Type de chapelle plus travaillée : moyenne montagne ou hameaux de taille importante. Quelques unes de ces chapelles ont une origine plus ancienne, sans qu'il soit possible de déterminer si le chœur est plus ancien.
Façade fermée composée symétrique, plan rectangulaire à chœur plus étroit, chevet à pan ou plat, campanile de taille importante. Ce type de chapelle comprends habituellement 2 ou 3 travées, avec un important débord en façade.
*Chapelle-type* : Saint-Barthélémy, La Thuile de Vulmix, Bourg-Saint-Maurice

### II.3.3 Remarques sur la construction des typologies et première validation

#### a Des enjeux différents dans les deux typologies

Pour établir les deux typologies, nous n'avons pas tenu compte du type de couvrement de la nef et du chœur alors que cette information était importante au moment de la fiche descriptive par édifice. Cette simplification est rendue possible par le fait de séparer les deux typologies. Comme on l'a expliqué plus haut, les voûtes ou plafonds des chapelles semblent généralement être construits en lattis bois stuqués, alors que les voûtes des églises sont construites en maçonnerie, globalement de qualité assez pauvre. On suppose donc que dans les chapelles ces éléments ne participent pas à la dynamique de la structure, au contraire des églises. On s'attachera à valider cette hypothèse au chapitre III.4.4.

Ces deux typologies couvrant des édifices très variés, les problèmes rencontrés par la suite seront assez différents, comme illustré en figure II.45. Pour les chapelles, la géométrie étant le plus souvent assez simple, l'enjeu sera d'avantage de prendre en compte de façon satisfaisante les fortes pentes sur lesquelles elles sont fondées. De plus, la très mauvaise qualité de la maçonnerie dans la plupart des cas sera aussi un obstacle à leur bonne tenue au séisme et un enjeu pour la modélisation (Cf fig II.45a). Pour les églises, les principaux enjeux seront d'abord de représenter la géométrie très complexe : voûtes d'arêtes, coupoles, fronton coupé, clocher en biais etc. De plus, il faudra pouvoir prendre en compte les différentes phases de construction et les jonctions entre les différents macro-éléments, ainsi que les différents types de maçonnerie, notamment entre les parties en appareillage très irrégulier et les parties en blocage. La pente devra bien sûr être prise en compte, mais est souvent moins marquée (Cf fig II.45b).



a) b)

Fig. II.45 Enjeux différents. a) Saint-Pantaléon, Grand-Gondon, Bourg-Saint-Maurice - coupe et plan : forte pente, maçonnerie pauvre, géométrie simple. b) Notre-Dame de l'Assomption, Cordon - plan et façade sud : géométrie complexe, coupole engendrant des désordres structurels, faible pente.

### b Remarques sur la typologie d'églises : répartition et caractéristiques architecturales

Tout d'abord, la figure II.32 montre que les types ne sont pas confinés à une vallée. Cela est tout à fait cohérent avec le fait que ces zones de montagnes n'étaient pas fermées, comme nous l'avons souligné au paragraphe II.1.1. Les types sont répartis sur des zones assez vastes correspondant à la zone d'activité d'un architecte. Par exemple toutes les églises de type 6 ont été construites par la famille de Dominique Porte, maître maçon arrivé de Lugano en 1613 pour la reconstruction de l'église de Lanslebourg. La famille a fait souche à Avrieux, et les fils ont été actifs jusqu'en 1724, sur l'église de Bonvillard. De même, certains traits communs entre différents types dans une même vallée peuvent aussi s'expliquer de cette façon. Les types 7 et 8, dont seuls quatre exemples sont dans l'ensemble étudié, ont majoritairement été construits par les Les Chiesa, famille arrivée de la Val Sesia dans le dernier quart du XVIIe (1676, Mâcot), et active jusqu'aux années 1780.

En revanche, le second œuvre et les décorations semblent être beaucoup plus marqués par la géographie. Cela s'explique pour deux raisons. D'une part les paroissiens sont extrêmement engagés dans la construction des sanctuaires. Ils font tout dans les chapelles et servent de main d'œuvre dans les églises, construisent les fondations, montent les murs, sous la direction d'un architecte ou maçon. Parfois même déjà à la signature même du prix fait, la paroisse impose une grande partie du décors : type de retable, de moulure, de chapiteaux etc. Les évolutions dans les goûts sont donc lentes, et les grandes originalités plutôt rares.
D'autre part, on a montré que la structure des édifices était en grande partie commandée par les intempéries et la configuration des lieux. C'est donc le climat par exemple qui impose ces grands débords de toiture et ces façades ramassées dans le Nord, afin de protéger fresques et maçonnerie au maximum, alors qu'en Maurienne au climat plus sec, les toits sont plus plats. Ces caractéristiques ne peuvent être changées à la légère, et sont bien propres à chaque vallée.

Enfin, on peut aussi noter que, au sein d'un même type structurel, l'altitude a une influence sur les dimensions de la structure et sur son élancement. En effet, l'élancement et la complexité des églises décroissent globalement entre le bas et le haut d'une vallée, quelle qu'elle soit. Le tableau II.6 récapitule les ratios entre la largeur de la nef et la hauteur au faîtage. Nous avons utilisé à chaque fois la moyenne du ratio obtenu pour les deux églises les plus hautes et la moyenne pour les deux églises les plus basses. Quand un type n'était pas présent partout, nous avons utilisé des églises de type proche, soit même type de plan et même nombre de nefs. Il sera important de prendre en compte cette caractéristique pour définir la vulnérabilité d'un type en fonction de l'altitude. Il sera donc pertinent de pouvoir introduire une variabilité dans les dimensions et les ratio commandant l'élancement.

| Vallée | Type | ratio largeur/hauteur | |
|---|---|---|---|
| | | haut de vallée | bas de vallée |
| **Maurienne** | 6 | 1,43 | 1,16 |
| **Tarentaise** | 7 | 0,89 | 0,6 |
| **Faucigny** | 1-2 | 1,01 | 0,97 |

Table II.6 Évolution de l'élancement des églises en fonction de l'altitude et des types.

### c Premières validations de la typologie d'églises

Jusqu'ici, les types structurels définis suivant des critères de fragilité aux séismes ont pu être reliés à des facteurs historiques, géographiques et climatiques. Il convient maintenant de tester leur validité pour une étude de vulnérabilité sismique.

### c.1 Séismes historiques

Les séismes passés pourraient nous apporter des informations très intéressantes sur la stabilité aux séismes des édifices et nous permettre d'avoir un recul suffisant sur les typologies proposées. Toutefois, les données accessibles à propos des séismes passés et notamment des dommages qu'ils ont causés sont très lacunaires. Nous avons dû nous contenter des récits consultables sur le site de SisFrance, et des quelques articles de la presse locale conservés dans les archives.
Les dommages provoqués par les deux séismes de 1905 sur les églises de types 1 et 2 dans la vallée de Chamonix semblent être tous du même type : effondrement partiel ou fissuration importante du clocher, effondrement ou fissuration importante des voûtes, effondrement du haut des murs au milieu de la nef. Cela est bien cohérent avec les mécanismes de ruine expliqués en section I.2.2. L'église de Servoz, de type 5, n'a en revanche pas été endommagée, ce qui pourrait s'expliquer par le plan rectangulaire de l'église, moins vulnérable. Mais le manque d'informations plus détaillées nous empêche cependant de conclure puisque cette église est aussi plus loin de l'épicentre. De même, les églises de type 6 dans le Beaufortain, a priori moins vulnérables, n'ont subi aucun dommage. Mais là encore, les sollicitations simiques n'étaient peut être plus suffisantes.
Il nous est donc impossible de valider les types proposés comme pertinents sous sollicitations sismiques avec ces seules informations. Cependant il serait très intéressant de poursuivre ces recherches de témoignages et de pouvoir dresser des cartes de dommages historiques pour les églises.

### c.2 Indices de vulnérabilité : méthode du GNDT niveau LV1

Afin de proposer une seconde méthode de validation, nous avons procédé à l'analyse de vulnérabilité de niveau LV1 selon la méthode préconisée par le GNDT et exposée dans le chapitre I.4.3.a. Cette validation devra être confortée par ailleurs puisque les types structuraux proposés ici sont partiellement fondés sur les travaux post-sismiques italiens. Elle permettra toutefois de vérifier la pertinence des critères utilisés. Pour chaque église, nous avons calculé l'indice $I_v$ adapté aux églises, détaillé dans la section I.4.3.b et répertorié en annexe B. Il est basé sur la connaissance des macro-éléments composant la structure, des facteurs aggravant sa vulnérabilité sismique et des facteurs l'améliorant. Puis pour chaque type proposé, nous avons calculé l'écart type des indices des églises du type. Les résultats sont regroupés en tableau II.7.

| **Type structurel** | **Moyenne de $I_v$** | **Écart type** |
|---|---|---|
| **1** | 0,68 | 0,014 |
| **2** | 0,66 | 0,047 |
| **3** | 0,72 | 0,022 |
| **4** | 0,62 | 0,020 |
| **5** | 0,71 | 0,036 |
| **6** | 0,65 | 0,039 |
| **7** | 0,76 | 0,021 |
| **8** | 0,74 | 0,019 |

Table II.7 Moyenne et écart-type des indices de vulnérabilité $I_v$ par type structurel d'église.

Les écarts type sont faibles, ce qui montre une bonne homogénéité des types proposés : les édifices d'un même type présentent tous une vulnérabilité sismique proche. D'autre part le découpage en types est effectivement pertinent puisque certains sont nettement plus vulnérables que d'autres. On peut donc en première approche valider les types proposés : il décrit bien les spécificités architecturales et structurelles du panel étudié comme sa vulnérabilité sismique.

# Chapitre III

# Stratégies de modélisation numérique par éléments finis

Afin de pouvoir proposer un premier diagnostic structurel à grande échelle d'édifices anciens, nous avons besoin de modèles numériques qui soient à la fois adaptés à la réalisation d'un grand nombre de calculs et à une évaluation pertinente du niveau de dommage sous séisme. Ce second point est d'autant plus délicat qu'il s'agit de structure maçonnées, situées en zone de sismicité modérée, ce qui n'autorise à mobiliser que des budgets modestes. Nous voulons donc définir une méthode de construction et de validation des modèles minimisant les temps de calculs nécessaire à une première évaluation, adaptée à des bâtiments maçonnés complexes, mal connus et avec des moyens limités. Le processus de construction et de validation doit être rationalisé et applicable à de nombreux bâtiments car le but n'est pas de valider le modèle détaillé d'un seul bâtiment, mais de proposer une méthode simple et reproductible, permettant de caler autant de modèles que nécessaire par type structurel. Les six étapes de la méthode proposée seront récapitulées en section IV.4.1 et illustrées en figure IV.38. Les deux premières étapes sont traitées dans ce chapitre : le maillage dans les deux premières sections, la définition des modèles dans les deux suivantes.

Nous présenterons d'abord dans la section III.1 notre utilisation de l'outil de photogrammétrie MicMac, grâce auquel nous avons acquis les données nécessaires.

Puis nous détaillerons dans la section III.2 le préprocesseur que nous avons développé afin de construire des fichiers de maillages paramétrés en entrée du logiciel aux éléments finis Cast3M.

Dans la section III.3, nous détaillerons les caractéristiques des matériaux et les modèles linéaire et non linéaires retenus pour représenter les matériaux, notamment la maçonnerie.

Enfin nous expliquerons dans la section III.4 les stratégies de modélisation retenues et les tests effectués pour en contrôler la validité.

## III.1 Préparation des maillages : utilisation de la photogrammétrie

Le premier obstacle à la construction de nombreux maillages complexes est l'acquisition des données d'entrée, à savoir en premier lieu la géométrie des bâtiments. Il est toujours possible de faire un relevé manuel de chaque édifice, mais ce processus est très long, donc peu adapté à une analyse à grande échelle. D'autre part il requiert, dès lors que la hauteur du bâtiment dépasse celle d'une échelle, l'utilisation de nacelles complexes à mettre en œuvre dans des zones parfois peu accessibles, et la présence de plusieurs personnes. Enfin, point particulièrement

important en zone de montagne, la description de la pente lors d'un relevé manuel est délicate et nécessite l'utilisation d'un théodolite. Il était donc impératif, dans le cadre du développement d'une méthode d'analyse à grande échelle, de proposer un outil plus adapté à la fois au grand nombre de structures et à leur complexité. La photogrammétrie, qui permet d'étudier et de définir avec précision la forme et la position dans l'espace d'un objet quelconque à partir de photographies, remplit bien ce cahier des charges (Héno et Chandelier, 2014). Nous avons donc adopté cette approche et utilisé la chaîne de logiciels Pastis-Apero-MicMac (PAM) en cours de développement à l'Institut Géographique National (Pierrot-Deseilligny et Paparoditis, 2006).

### III.1.1 Principes et produits de la photogrammétrie

#### a Principes

La photogrammétrie tire parti des différences de perspectives d'un objet à partir de points de vue différents, ou vues stéréoscopiques, pour effectuer une reconstitution géométrique. Elle se décompose en trois phases :

La **calibration ou orientation interne** permet de connaître les caractéristiques de l'appareil de prise de vue, y compris les distorsion de l'objectif. Celles-ci peuvent être décrites par 16 inconnues qui sont déterminées par optimisation à partir à partir de prises de vues redondantes et convergente d'un site convexe le plus texturé possible.

Puis l'**orientation globale ou géoréférencement** sert à déterminer l'orientation des images les unes par rapport aux autres puis à les situer dans un espace tridimensionnel commun. A ce stade on peut intégrer des mesures externes pour connaître l'échelle exacte de l'objet.

Enfin, la **corrélation épipolaire dense** (CED) permet de restituer un objet unique en 3 dimensions à partir des informations redondantes des multiples photos. Cela permet de générer des orthophotographies, élévations constituées d'images rectifiées.

Le déroulement de ces trois étapes est expliqué plus en détail en annexe E.

#### b La suite Pastis-Apero-MicMac (PAM)

La suite logicielle mise au point par l'IGN est libre et open-source (Pierrot-Deseilligny, 2014). Elle est composée de trois modules principaux.

**Pastis** (Programme utilisant Autopano Sift pour les Tie-points dans les ImageS) calcule les points homologues entre photos différentes, en utilisant l'algorithme SIFT++ (Vedaldi, 2007), modifié pour traiter les grands formats (LeBris et Paparoditis, 2010). Il gère bien les variations d'échelles, les rotations et le bruit mais est sensible aux variations de luminosité, aux déplacements des ombres et aux différences marquées d'angles de prise de vue.

**Apéro** (Aérotriangulation Photogrammetrique Expérimentale Relativement Opérationnelle) effectue les calculs de calibration, orientations relative et absolue. Il oriente d'abord relativement un couple d'images, puis il ajoute les autres une par une en recalculant à chaque fois une solution. La dernière itération avec les points d'appui permet l'orientation globale dans le repère terrain.

**MicMac** (Multi-Image Correspondance, Méthodes Automatique de Corrélation (Pierrot-Deseilligny et Cléry, 2010)) réalise la corrélation des images en géométrie épipolaire pour générer des nuages de points, à partir d'une image maîtresse. Pour réduire le coût très important de cette opération, on peut définir un masque de corrélation restreignant la zone d'intérêt. De plus, MicMac calcule la corrélation en passant progressivement d'une version peu résolue de l'image à une version pleine résolution, ce qui limite les solutions possibles à chaque étape et accélère la recherche de la meilleure corrélation.

Des logiciels de post-traitement sont nécessaires pour sortir et exploiter les produits finis détaillés en III.1.1.c. Nous avons traité les énormes nuages de points grâce au logiciel libre

CloudCompare (2015). La technique de rendu des volumes PCV (Portion de Ciel Visible) permet de mieux faire ressortir le relief (DeLuca, 2009). Diverses méthodes de sous-échantillonage, comme celle par octree, permettent de diminuer le nombre de points du nuage dans les zones les plus denses pour alléger le post-traitement. Seguin (2011) détaille les méthodes disponibles et les valeurs à utiliser en fonction du type de relevé.

#### c Les produits

La chaîne PAM permet d'obtenir trois produits finis principaux :

Le **Nuage de points** est un ensemble de sommets connus en coordonnées tridimensionnelles, caractérisé par sa densité et sa régularité. La Corrélation Epipolaire Dense (Cf annexe E) permet d'obtenir quasiment autant de sommets que de pixels présents dans l'image maîtresse, dont la couleur est tirée directement de cette dernière. C'est un gros avantage sur les nuages de points issus des scanners laser, rarement directement utilisables car peu denses et ne comportant que très rarement une information radiométrique.

Le **Maillage** organise les points du nuage en les reliant par un réseau de lignes, par exemple par triangulation de Delaunay. Il est le plus souvent constitué de triangles mais n'est pas utilisable pour un modèle aux éléments finis car les éléments sont beaucoup trop petits et que le logiciel ne fait pas de différence entre les différents plans. Les orthoimages et courbes de niveaux sont générées à partir de ce maillage.

Une **Orthophotographie** est une image ré-échantillonnée, où la position des points est liée à celle des détails sur le terrain, ce qui impose de connaître l'orientation absolue des images et le relief de la scène. Dans PAM, le relief est obtenu lors de l'étape de corrélation, et les images ayant servi à la corrélation sont projetées sur la carte de profondeur. A la différence d'une élévation manuelle, l'opérateur n'intervient pas dans le processus de création purement mathématique. D'autre part, cette orthophotographie est une mosaïque de plusieurs images dont la radiométrie doit être ajustée afin de minimiser les raccords.

### III.1.2 Protocole : exemple sur trois églises du panel

Nous illustrons maintenant étape par étape la réalisation d'orthophotos d'églises du panel, ce qui nous permettra de décrire les solutions adoptées face aux problèmes rencontrés et de présenter les limites de la méthode. Sachant qu'un relevé pertinent doit fournir les informations pertinentes en adéquation avec l'objet réel, il convient de déterminer en amont le but visé : description exhaustive, édifice complet etc. Nous avons donc utilisé les fiches descriptives proposées par DeLuca (2009), qui visent à cerner l'organisation de l'édifice (Cf travail effectué en II.2.2.b), vérifier les parties visibles et évaluer le temps nécessaire. Notre objectif était de relever les élévations avec les fissures sans viser pour autant une précision millimétrique.

#### a Équipement et réglages

Nous avons utilisé un appareil reflex numérique EOS50D car il permet d'employer des objectifs à focale fixe de bonne qualité et de travailler en mode manuel, donc de conserver la même configuration optique durant tout le relevé. Martin-Beaumont (2011) liste les règles principales :
- focale constante. La mise au point doit donc être faite une fois pour toute en début de travail, à la distance moyenne de travail.
- ouverture fixe car elle conditionne la surface utile des lentilles
- sensibilité ISO faible pour minimiser le bruit électronique
- enregistrement des images en format brut (.RAW, .CR2...) pour éviter tout prétraitement.

### b Acquisition des photos

#### b.1 Auto-étalonnage

L'idéal est de prendre une dizaine de photographies avec un recouvrement d'environ 90% dans un angle rentrant texturé d'un bâtiment, avec les mêmes paramètres et à la même distance que pour l'acquisition photogrammétrique (Cf Tab. III.1, Annexe E). Afin de déterminer les coefficients de distorsion des images, il est important que tout l'espace des images soit utilisé. Cette étape doit être répétée pour chaque objectif, dans notre cas un 16mm et un 50mm, et pour chaque focale utilisée.

Table III.1 Six des photos pour l'auto-étalonnage de l'appareil, basilique d'Aime, Tarentaise

#### b.2 Acquisition pour l'orientation globale

Durant cette phase la totalité de la façade doit être acquise avec un recouvrement d'environ 80% entre les photos, afin de donner une vue d'ensemble de l'objet et d'établir une cohérence spatiale entre les sites de corrélation. Les photos doivent être prises de préférence parallèlement aux façades (Cf Tab. III.2). Lorsque l'on tourne autour d'un angle, une photographie tous les 10 degrés environ est nécessaire. Comme pour la calibration, il n'est ici pas impératif que ces photographies disposent toutes des même conditions d'éclairages. Notons que le recouvrement entre les prises de vue a parfois été difficile, notamment à cause du manque de recul dû aux maisons voisines ou des contre-jours.

Table III.2 Trois des photos pour l'orientation globale de ND de l'Assomption, Vallorcine

#### b.3 Acquisition pour la corrélation

Ces photos permettront de générer le nuage de points et éventuellement les orthoimages. Le rapport entre la base B, distance entre chaque site de prise de vue, et la distance de prise de vue doit être d'environ 5%. Suivant la complexité de la façade, la corrélation s'effectue par groupe de trois à cinq photographies convergeant vers l'image maîtresse formant un site de corrélation dont le nombre dépend des dimensions de la façade à relever. Lors de cette étape, le recouvrement entre les différents clichés d'un site doit être d'environ 90% (Cf Tab. III.3). Afin d'obtenir un

Table III.3 Site de corrélation : six des photos décrivant un angle, Saint-André, Domancy

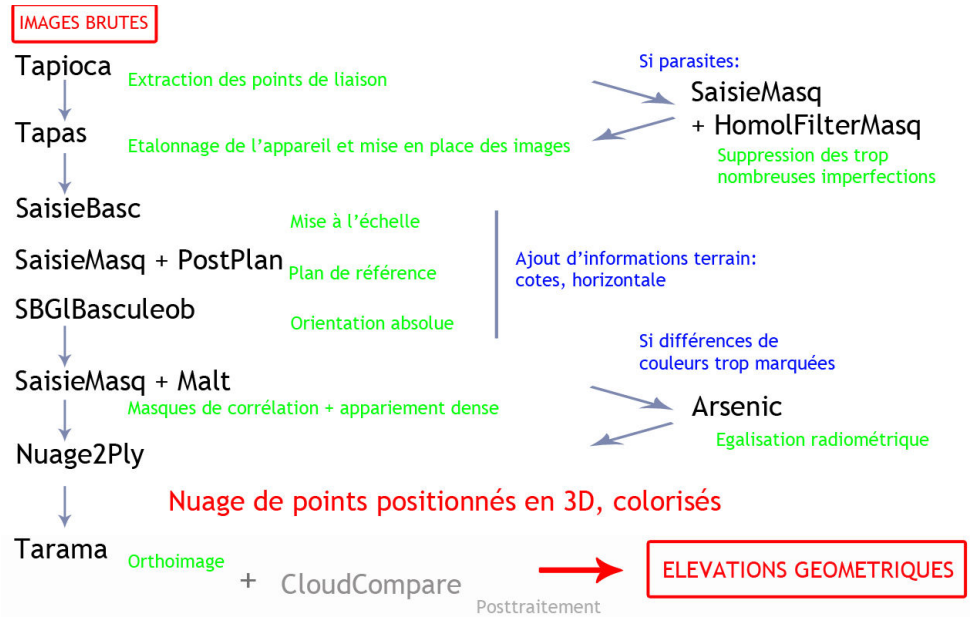
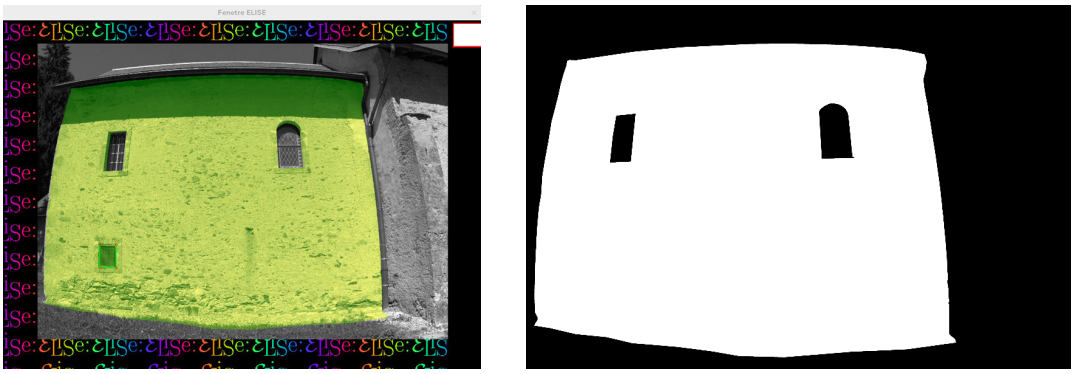



Fig. III.1 Succession des différents opérateurs utilisés pour produire une orthoimage.

résultat satisfaisant, il est également important de faire varier la position et l'orientation de l'appareil. De plus, les photos doivent être parfaitement nettes et l'éclairage homogène, sans ombre ou zone brûlée, identique sur toutes les images maîtresses.

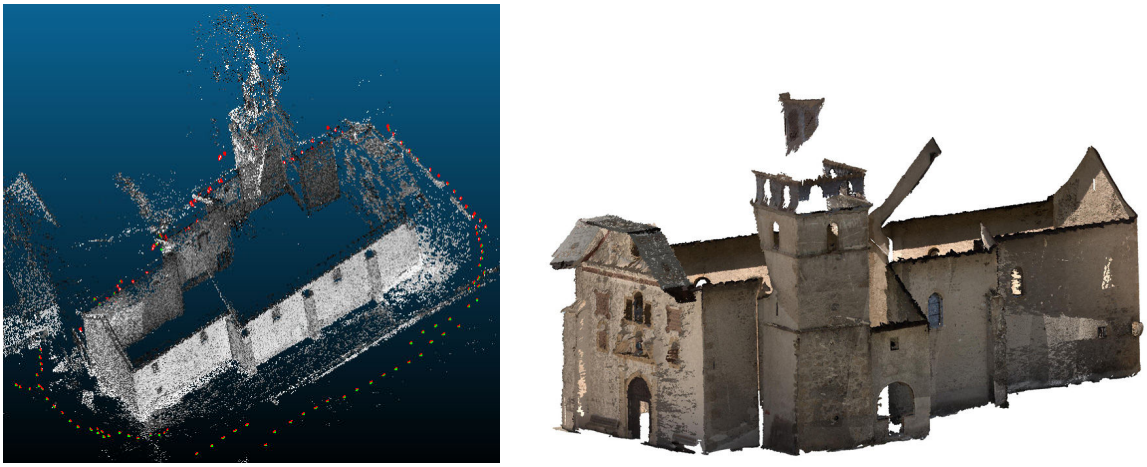
#### c Utilisation de PAM : traitement numérique

La plupart des traitements décrits ici ont été réalisés via des commandes automatisées de PAM, dont la succession est illustrée en figure III.1. Elles évitent de modifier manuellement les fichiers .xml pour les configurer pour les calculs. *SaisieMasq* (Fig III.2) permet de sélectionner des zones d'intérêt dans les images, afin de limiter la recherche de points homologues. *Tapioca* calcule les points de liaison. Il permet d'économiser du temps en spécifiant le type de prise de vue : en bande, horizontale, verticale... *Tapas* détermine les orientations interne et relative des images. *AperiCloud* (Fig III.3a) génère le nuage des points homologues et indique la position des objectifs, ce qui permet de contrôler visuellement le résultat des prises de vue. *Campari* détermine l'orientation absolue des images à partir des coordonnées des points d'appui. *Tarama* construit le tableau d'assemblage nécessaire à la saisie du masque de corrélation. *Malt* apparie et ortho-rectifie les images. *Tawny* assemble les orthophotographies calculées par Malt et effectue l'égalisation radiométrique pour uniformiser l'aspect mosaïque. Enfin, *Nuage2Ply* construit les nuages de points issus des fichiers de résultats de Malt (Fig III.3b).



a) b)

Fig. III.2 Utilisation de l'opérateur SaisieMasq. a) Outils Elise : sélection des zones d'intérêt. b) Masque permettant de sélectionner les zones où chercher les points de liaison



a) b)

Fig. III.3 ND de la Gorge, les Contamines-Montjoie. a) Nuage des points de liaisons avec la position des appareils. b) Nuage de points dense colorisés en fonction des pixels des images maîtresses.

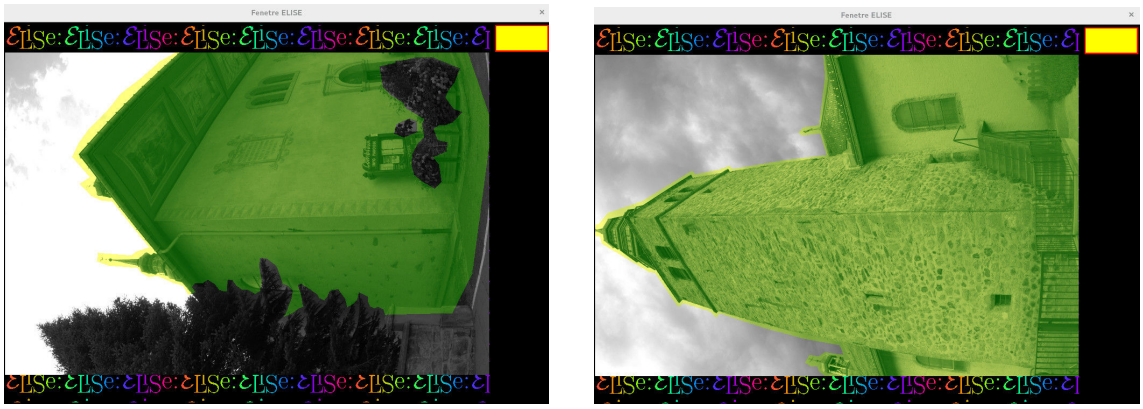
### III.1.3 Difficultés rencontrées mais pertinence de la photogrammétrie

#### a Qualité des prises de vue

Nous avons pu nous apercevoir lors de notre première campagne sur le terrain qu'elle était primordiale pour réussir à obtenir un résultat final. Toutefois, placés en conditions réelles, nous avons rencontré les difficultés suivantes.

##### a.1 Objets mobiles

Il est indispensable que la géométrie ne soit pas modifiée entre les prises de vue, notamment par l'apparition de personnes ou de voitures, afin que le programme puisse se repérer lors du traitement des photographies. Ce n'est pas difficile à respecter pour les chapelles, souvent isolées, mais les églises sont souvent sur la place passante du village. Nous avons donc doublé chaque photo où un objet ou une personne était apparu pour pouvoir retirer de la photo les parties où il y avait du changement grâce à l'outil SaisieMasq, tout en conservant les informations de ces zones grâce aux photos supplémentaires.



a) b)

Fig. III.4 SaisieMasq et outil Elise : rectification des prises de vue, Saint-Nicolas, Combloux. a) Suppression des zones de végétation. b) Suppression des zones de ciel et des zones réfléchissantes.

### a.2 Luminosité et conditions climatiques

Un fort ensoleillement crée des zones trop sombres et sur-exposées, où toutes information est perdue. De plus la lumière du jour varie au fil des heures, ce que ne peut pas gérer le logiciel si le phénomène est trop marqué. En effet si les ombres se sont déplacées entre deux photos à apparier, le logiciel ne pourra pas trouver les pixels homologues. D'autre part on doit nécessairement tourner autour du bâtiment pour relever toutes ses façades, engendrant nécessairement des photos à contre-jour. Enfin le relevé est presque impossible à réaliser s'il pleut car les gouttes bougent d'une photo à l'autre.

Le temps idéal est donc un temps nuageux avec une lumière diffuse. Dans notre cas, le temps a malheureusement été superbe, à l'exception de quelques jours de pluie, combinant les 2 problèmes. Toutefois, dans la mesure où notre objectif était géométrique et structurel, la qualité esthétique de la mosaïque pour les orthophotos importait peu. Nous avons donc obvié au mieux à ces difficultés en effectuant les relevés le plus tôt possible pour limiter la luminosité et le plus rapidement pour éviter de grandes variations sur les différentes photographies. Nous avons continué les relevés sous la bruine, en protégeant l'objectif, et tourné autour du bâtiment dans le sens permettant d'éviter au maximum les contre-jours compte tenu de la rotation du soleil.

### a.3 Végétation

Elle est susceptible de bouger au cours de l'acquisition à cause du vent ce qui gêne la détection de points homologues lors des orientations. Même immobile, la végétation perturbe la création de nuages de points quand elle se situe entre l'appareil photo et l'objet puisqu'elle en cache une partie. Or les églises de Savoie sont très souvent abondamment fleuries. Nous avons donc utilisé la même technique que pour les objets mobiles grâce à l'outil SaisieMasq (Fig III.4a) et réduit au maximum les parties cachées en tournant autour et en nous rapprochant. Les trous restants dans les images constituent plus un problème d'esthétique que de fond dans notre cas.

### a.4 Surfaces réfléchissantes

La luminosité des pixels des matériaux réfléchissants constituant les toits des églises varie selon la position de l'appareil photo. Il en résulte des erreurs d'interprétation qui aboutissent à des points visiblement mal placés, à des zones floues et déformées. Nous avons donc effectué un premier calcul du nuage de points en laissant ces surfaces afin de définir la ligne de faîtage par la méthode des moindres carrées appliquée aux pixels de la bonne couleur. Puis nous avons refait ce calcul sans les zones problématiques, ce qui nous a permis d'améliorer la qualité du reste

de l'orthophoto. Dans le cadre de ce travail nous n'avions pas besoin d'élévations esthétiques pour tous les bâtiments. Dans le cas contraire (ND de la Gorge ou Les Contamines), nous avons pris une photo du toit de l'église de loin puis utilisé Gimp, logiciel sous licence libre d'édition d'images, pour l'intégrer en la déformant à l'orthoimage obtenue grâce à PAM Gimp (2015).

#### a.5 Surfaces homogènes

Les surfaces trop homogènes comme le ciel ou les murs à l'enduit lisse, peuvent empêcher la détection de points homologues car elles contiennent très peu voire pas de variations radiométriques, avec un résultat similaire à celui obtenu sur des surfaces réfléchissantes. Or l'une des recommandations des *Acta* était d'enduire la façade principale, souvent très lisse en dehors des ouvertures, sculptures et niches. Nous avons donc utilisé les mêmes techniques que pour les surfaces réfléchissantes. Dans le premier calcul nous avons supprimé systématiquement tout le ciel, ce qui allège aussi sensiblement les calculs. Les résultats nous permettent de déterminer les zones trop homogènes et de les supprimer dans un second calcul. Si l'on veut disposer d'une orthoimage sans trou, la même technique de post-traitement avec Gimp est possible.

### b Adéquation de la photogrammétrie à nos objectifs

Nous avons expliqué combien les contraintes pour obtenir des photos utilisables étaient nombreuses, notamment dans le cas de relevés à l'extérieur, et comment un post-traitement des images d'origines ou de l'image finale pouvait améliorer les résultats. Mais ces procédés sont coûteux en temps puisque le retraitement numérique du ciel par exemple nous contraint à ouvrir chaque photo pour détourer le ciel, processus long pour un bâtiment décrit par plusieurs centaines de photos. Toutefois, intéressés par la géométrie et les fissures, nous avons toléré des résultats médiocres sur d'autres points comme la colorimétrie. Cette technique reste de toutes façons beaucoup plus rapide qu'un levé manuel. Deux heures suffisent pour prendre les trois séries de photos sur une église du panel et noter différentes informations nécessaires pour éventuellement compléter le relevé : heure de prise de vue, type de réglage. Elle est donc tout à fait utilisable à grande échelle.

Elle permet aussi d'obtenir des informations sur des zones inaccessibles sans nacelle, comme les élévations. Dans le but d'une étude structurelle, le plan et quelques hauteurs n'auraient pas suffi. La photogrammétrie nous a permis par exemple de placer correctement toutes les ouvertures dans le modèle numérique. Toutefois dans le cas de photogrammétrie manuelle, où toute les photos sont prises du sol, il reste des zones sans information car invisible du sol. Hallermann *et al.* (2015) en collaboration avec l'industriel Falcon proposent une solution à ce problème grâce à un appareil photo placé sur un système volant stabilisé. Leur système permet aussi d'optimiser la prise de vues et de raccourcir le temps nécessaire au relevé : une heure et demi pour la tour de Bad Frankenhausen.

D'autre part la photogrammétrie peut aussi être utilisée pour les relevés intérieurs. Il est alors possible, grâce à une mire et quelques points relevés au théodolite, de replacer le relevé intérieur dans le relevé extérieur. Nous ne l'avons pas fait faute de temps, mais cela permet d'obtenir une mesure exacte de l'épaisseur des murs en chaque point. Il suffit pour cela de couper dans le nuage de point perpendiculairement aux murs. Cette technique permettrait d'avoir des données bien plus fiables sur ce point que nous montrerons être très important au chapitre IV.

Enfin, la photogrammétrie par corrélation dense offre un niveau de détail identique partout et plus élevé que celui d'un relevé traditionnel, puisque même dans le cas de relevés rapides comme ici nous avons pu relever des fissures inférieures à 4mm dans le haut des murs. Cette technique serait donc aussi très utile, à grande échelle, pour surveiller l'état des ouvrages. La comparaison des relevés effectués à des dates successives permettraient de contrôler l'évolution d'éventuels dommages tels qu'ouvertures de fissures, déversement croissant des murs etc.

# III.2 Construction des maillages

## III.2.1 Choix des éléments de maillage

Avant de construire un maillage, il faut définir les éléments finis les plus adaptés pour les calculs, car ce choix change la trame géométrique à mettre en place. Un pilastre par exemple peut être modélisé par un élément poutre, élément 1D, auquel on associe une section et une inertie, par un élément plaque, élément 2D, auquel on associe une épaisseur, ou par un élément volumique 3D.

Les chargements que nous souhaitons étudier sur les structures sont complexes, et les églises manquent de symétrie. De plus, les analyses partielles, sur une travée de nef par exemple, sont certes plus rapides mais demandent une grande maîtrise de la modélisation et de ses hypothèses (Lourenco *et al.*, 2015). Peu d'acteurs du patrimoine sont susceptibles de proposer un jeu pertinent de telles hypothèses, ce qui limiterait la portée de la méthode. Des analyses en trois dimensions semblaient donc plus appropriées, avec les hypothèses décrites ci-dessous.

### a Murs et éléments plans

Nous avons opté pour une modélisation en trois dimensions à l'aide d'éléments surfaciques, utilisés pour modéliser des structures où les ratios entre les dimensions sont au plus de 1/10e comme ici. Une plaque est définie géométriquement par une surface de référence, ou surface moyenne, une épaisseur et un excentrement par rapport à ce plan de référence. Nous avons utilisé des éléments triangulaires afin de mieux tenir compte de la forme des ouvertures en plein cintre ou brisées et des pignons, et de pouvoir décrire les surfaces engendrées par les intersections de la pente extérieure, du sol intérieur et des différents murs. Ces éléments reposent sur la théorie des plaques en petits déplacements et petites déformations. Cela signifie que les sections droites restent droites et donc que les champs de déplacement varient linéairement dans l'épaisseur de la plaque. De plus, leur loi de comportement est construite sur l'hypothèse des contraintes planes. La contrainte transversale $\sigma_{zz}$ est considérée comme négligeable par rapport aux autres composantes du tenseur des contraintes et donc nulle. On peut montrer que les contraintes dans le plan de l'élément varient linéairement avec l'épaisseur de la plaque. De plus, le cisaillement transverse est constant dans l'épaisseur de l'élément.

Nous avons testé deux types d'éléments plaque, qui prennent en compte le cisaillement transverse de façon différente (Bui, 1992). Les éléments DKT, pour lesquels la distorsion transverse est nulle, reposent sur la théorie de Hencky-Love-Kirchhoff. Dans les éléments DST, qui reposent sur celle de Reissner, la distorsion transverse reste constante mais est non nulle dans l'épaisseur. La modélisation en éléments DST, avec prise en compte du cisaillement transverse, semblait plus adaptée pour les chapelles, moins élancées, et celle en DKT pour les églises Toutefois nous n'avons pas noté de différence en terme d'analyse modale et de déplacement. Nous avons donc utilisé des éléments DKT, quel que soit l'édifice, notamment pour y intégrer de la non-linéarité en contraintes planes. Nous expliquerons brièvement au paragraphe III.3.2 comment le modèle d'endommagement RICCOQ utilise ces éléments en multi-couches pour prendre en compte le cisaillement transverse constant non nul sur l'épaisseur et déterminer la correction associée sur la rigidité de cisaillement (Richard et Ragueneau, 2010, 2013). Le maillage est construit sur le plan moyen.

### b Éléments élancés

Pour les modéliser, nous avons utilisé des éléments poutre à deux nœuds, basés sur l'hypothèse d'Euler-Bernoulli, ce qui revient à négliger les déformations de cisaillement dues à l'effort

tranchant. Cette hypothèse est réaliste ici puisque nous ne modélisons ainsi que les éléments les plus élancés, dont l'épaisseur dans la direction de la flexion est très petite devant la longueur : pilastres, piliers, arc doubleaux. Cela nous permet un meilleur rapport précision/coût tout en évitant les petits inconvénients liés au verrouillage propre aux éléments poutre de Timoshenko.

Ces éléments sont maillés à partir de leurs points d'extrémité.

### III.2.2 Principe de la méthode de maillage développée

#### a Objectifs visés

Nous avons choisi d'utiliser le code de calcul aux éléments finis Cast3M, développé au CEA et utilisé au LMT-Cachan. Il intègre non seulement les processus de résolution (solveur) mais également les fonctions de construction du modèle (pré-processeur) et d'exploitation des résultats (post-traitement). Ce logiciel permet à l'utilisateur de développer des fonctions répondant à ses propres besoins, en intégrant un très grand nombre de facteurs et donc de "personnaliser" aussi bien le maillage construit point à point que les caractéristiques des matériaux, les lois de comportement utilisées etc. Toutefois l'interface graphique est pauvre, et la construction des maillages assez laborieuse puisqu'il faut décrire en lignes de commande chaque point, chaque ligne et chaque surface de l'objet que l'on souhaite étudier. La construction du maillage d'une simple chapelle dans ces conditions prend déjà plus d'une semaine.

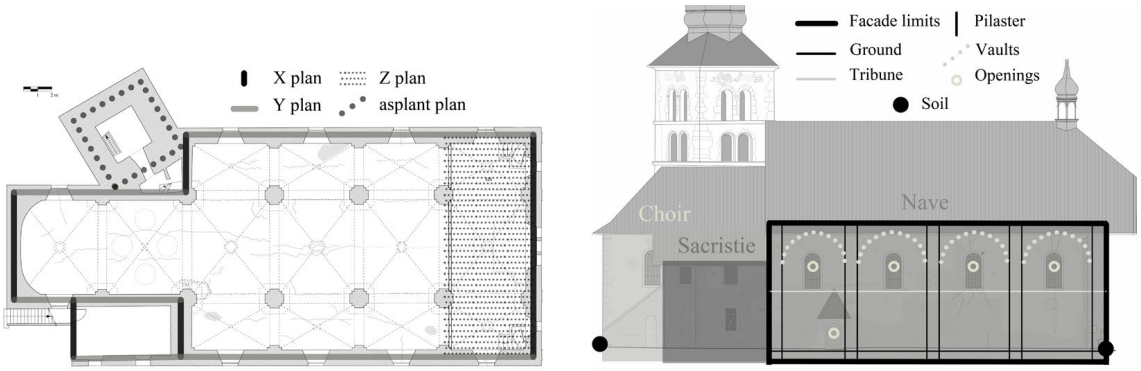
De plus les maillages sont construits point à point. Au mieux, nous ne pourrions donc paramétrer qu'une partie des informations comme les dimensions, tandis que le type de plan ou le nombre de nefs devraient rester identiques. Il faudrait donc recommencer le maillage à chaque changement de type, ou à chaque changement trop important dans un type comme l'ajout d'une travée différente. C'est pour cette raison que la solution adoptée par Silva pour construire le maillage de l'église de Gondar n'est pas adaptée ici Silva *et al.* (2012). En effet, elle nécessite de construire chaque maillage support sous AutoCad (AutoCAD (2010)) avant de le convertir en maillage utilisable par Cast3M, ce qui n'est pas faisable à grand échelle.

Il nous faut donc être capables de construire des maillages complexes à décrire et intégrant des formes complexes comme des arcs plein cintre, des arcs brisés, des voûtes, des frontons ou des façades en biais. Ils doivent aussi être entièrement paramétrés pour décrire les variations au sein d'un type, et découpés en macro-éléments, afin de tenir compte des différentes époques de construction et des différents types de matériaux. Enfin, la méthode de réalisation doit être rapide pour permettre le travail à grande échelle.

#### b Principe du pré-processeur

Nous avons donc développé un pré-processeur qui permet de générer des fichiers d'entrée de type ".dgibi" pour construire des maillages exploitables par Cast3M. Les données d'entrée, telles que description géométrique et architecturale de grands bâtiments et pente du sol, sont exploitées grâce à un fichier totalement paramétré. Ce pré-processeur est basé sur la décomposition des bâtiments en plans, intérieurs ou extérieurs, appelés façades. Effectuée par l'utilisateur, cette décomposition résulte de l'analyse à priori de la nature du bâtiment, sur site et à partir des plans relevés comme illustré en figure III.5a pour l'église de type 7 Saint-Gervais-Saint-Protais.

Chaque façade est ensuite décrite dans son propre plan comme un ensemble de zones polygonales homogènes du point de vue des caractéristiques architecturales et des propriétés mécaniques, informations obtenues grâce au relevé photogrammétrique. L'utilisateur ne code pas ces zones, ou polygones, mais décrit uniquement les lignes qui les séparent (Fig III.5b) : *verticales* marquant les extrémités de la façade ou les pilastres, *horizontales* pour la tribune, le "bas" et le "haut" de la façade et le sol intérieur, *obliques* décrivant les pignons et les appentis et en-




a) b)

Fig. III.5 Saint-Gervais Saint-Protais, Saint-Gervais-les-bains, type 7, 1695-1698. a) Décomposition du bâtiment en plans orientés. b) Description de chaque plan en zones structurellement et mécaniquement homogènes.

fin *arcs de cercle* sous-tendant les voûtes. Le programme calcule toutes les intersections de ces droites, construit des polygones et en assure la numérotation automatique. En sus de ces plans, le programme permet aussi de construire des piliers et des arcs situés hors plans, éléments qui sous-tendent et soutiennent les voûtes.

Cette division en zones unitaires permet de traiter les variations d'épaisseur des murs, décroissantes au fil des étages. Nous pouvons aussi introduire les variations de nature et de propriétés des matériaux constitutifs, dues par exemple à des époques de construction différentes. De même il est possible de mieux décrire les zones du bâtiment en contact avec le sol en distinguant les *fondations*, zones de murs situées en-dessous de la ligne la plus basse entre les sols extérieur et intérieur ; les *zones au-dessus du sol extérieur mais sous le sol intérieur*, propres aux bâtiments auxquels on accède par quelques marches (Cf II.29a) et les *zones au-dessus du sol intérieur mais sous le sol extérieur*, propres au chœur des églises et chapelles partiellement enterrées à cause de la pente. Ceci autorise donc à traiter de façon très spécifique les conditions d'ancrage et les interactions sol-structures dus aux effets de la pente. Le programme intègre aussi l'existence d'ouvertures, portes, fenêtres ou oculus, de formes variées entièrement paramétrées. Leurs dimensions sont connues grâce au relevé photogrammétrique de chaque façade. Il permet aussi de décrire de façon efficace et paramétrée les voûtes de maçonnerie et les arcs doubleaux.

La taille des mailles est déterminée par la longueur de l'élément traité et les points de raccord imposés. La taille maximum de 0,3m a été choisie afin de pouvoir représenter correctement tous les éléments architecturaux, comme les arcs, tout en permettant une description correcte des premières déformées modales. Les droites ou côtés de polygones de longueur inférieure à 0,6m, qui ne peuvent être évités, sont toujours maillés avec un minimum de 2 éléments.

### c Description du programme

La structure générale du programme, écrit en Fortran 95, est schématisée en figure III.6. Les variables servant à décrire le bâtiment sont déclarées dans des modules spécifiques des diverses fonctions particulières utilisées. Toutes ces variables sont allouées dynamiquement de façon à s'adapter sans aucune intervention de l'utilisateur à tout bâtiment, quelle que soit sa complexité. Le fichier est donc exactement le même qu'il s'agisse d'une église à 25 "façades" ou d'une chapelle qui en compte 4. Les fonctions spécifiques des programmes, sous-programmes et opérateurs sont détaillées en annexe F.

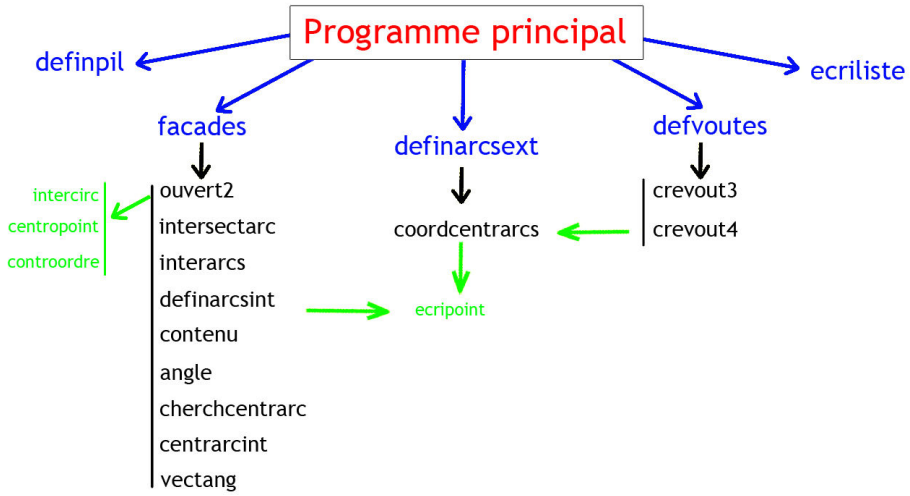



Fig. III.6 Schéma des différents sous-programmes du mailleur, Cf annexe F.

### III.2.3 Exemple sur une église type : Notre-Dame de la Gorge, type n° 5

Pour démontrer l'efficacité du préprocesseur et par la suite détailler la méthode de construction automatique de modèles numériques adaptés à des bâtiments complexes, nous nous appuierons plus particulièrement sur l'église Notre-Dame de la Gorge (NDG) aux Contamines-Montjoie.

#### a Caractéristiques de Notre-Dame de la Gorge - NDG

**Situation géographique** : Comme illustré en figure III.7, elle est totalement isolée, sur un replat très encaissé à l'extrémité d'une vallée glacière à 1250m d'altitude. La pente du sol au niveau de la façade d'entrée à la sacristie est supérieure à 15%.

a) b)

Fig. III.7 Localisation de NDG. a) Site au 1/10000e, extrait de la carte IGN. b) Vue du site.

**Type structurel** : Elle est de type 5 (Cf section II.3). Le relevé photogrammétrique (Fig III.10), le plan et la coupe (Fig III.11), montrent qu'elle présente une nef sans collatéraux et une tribune rectangulaire au-dessus de la première travée de nef. Le chœur est plus étroit que celle-ci de 3,6m et ses deux travées de chœur sont surélevées de 50cm. La sacristie est accolée à l'arrière du chœur et de même largeur. L'église se décompose en deux volumes distincts, couverts par des

a) b)

Fig. III.8 Similitude des façades d'entrée de deux églises de l'ensemble. a) NDG, 1699 à 1701, type n° 5. b) Saint-Gervais Saint-Protais, 4e quart XVIIe puis 1725 -1729, type n° 7

toitures différentes. La nef est couverte par une toiture en bâtière avec un fort avant-toit formant une croupe très marquée. Une toiture en bâtière simple plus basse couvre le chœur et la sacristie. Le rattrapage entre les deux niveaux est en maçonnerie très rustique. A la différence des églises de la même époque en Italie, l'arc triomphal entre ces deux ensembles n'est guère marqué. Le clocher de base carrée est accolé par un côté à la seconde travée de nef. Il est surmonté d'un important bulbe en charpente bois couvert d'écailles d'acier. Un appentis à un étage couvert d'un toit à une pente est appuyé au clocher et à la troisième travée de nef.

**Histoire** : NDG a été construite en une seule phase de 1699 à 1701 par Jean de la Vougniaz, maître maçon de la Valsésia qui venait d'achever la reconstruction de l'église de Saint-Gervais, classée monument historique. Ceci explique les similitudes des élévations (Fig III.8), en dépit de la différence de taille des édifices puisque l'église de Saint-Gervais Saint-Protais a trois nefs. Pendant la révolution, l'église sert d'écurie, ce qui conduit à certaines modifications structurelles listées ci-dessous. En 1806 la paroisse, en déclin depuis longtemps, est rattachée à celle des Contamines. L'église sera par la suite très peu entretenue. NDG abrite du mobilier classé, dont deux retables et un ensemble de statues des XVIIe et XVIIIe siècles (Cf annexe B).

Nous avons relevé dans les archives diocésaines et communales trois séries de travaux structurellement importants. Certaines de ces interventions sont présentées en figure III.9.

- *fin XVIIIe* : Modification du clocher : création d'un accès aux combles au-dessus de l'accès original. Construction de l'appentis et percement d'un passage entre celui-ci et le clocher. Comblement d'une porte et de deux fenêtres dans la nef, modification des fenêtres de la sacristie.
- *1950-1952* : Grattage des voûtes et des murs très endommagés. Les couleurs d'origine sont retrouvées et utilisées pour leur réfection. Rebouchage des fissures mais sans assainissement des murs. Réfection des fresques et des peintures extérieures sur la façade d'entrée.
- *2012* : Réfection de la charpente : ajout d'entretoises et d'une ferme dans les travées 1 et 2 de la nef, reprise voire remplacement des bois endommagés ou totalement pourris à cause des fuites de la couverture. Reprises ponctuelles de la charpente du bulbe. Réfection de la couverture : reprise de l'étanchéité et création d'un bardage neuf en ardoises, zinc et cuivre. Rebouchage ponctuel des fissures les plus importantes à l'intérieur comme à l'extérieur. Réfection des peintures de la façade principale.

**État de conservation.** La maçonnerie présente une importante proportion de mortier et des pierres de forme et de taille très irrégulières. Aucun appareillage particulier n'est visible, sauf dans la base du clocher et aux angles. Les figures III.10 et III.11 présentent respectivement les relevés photogrammétriques des fissures sur les façades extérieures et le relevé manuel des fissures à l'intérieur, en plan et en élévation. Malgré les travaux récents, de nombreuses fissures se sont déjà réouvertes, notamment à la verticale des ouvertures et à la jonction nef/chœur. Les voûtes sont fissurées, essentiellement longitudinalement dans leur milieu et sur toute la longueur à la jonction avec les murs gouttereaux. Certaines fissures au droit des baies, notamment celles des façades principale et latérale sud-ouest sont traversantes. On note aussi des fissures en biais à l'arrière de la façade principale et, dans une moindre mesure, de la façade arrière de la sacristie. Comme nous l'avons montré en I.2.2, ces fissures sont typiques d'un début de déversement de l'élément contigu. Notons que les blancs dans les relevés photogrammétriques sont dus aux parties cachées puisque nous n'avons utilisé que des images prises au niveau du sol. D'autre part, vu nos besoins, nous n'avons pas chercher à rendre ici la toiture.

a)

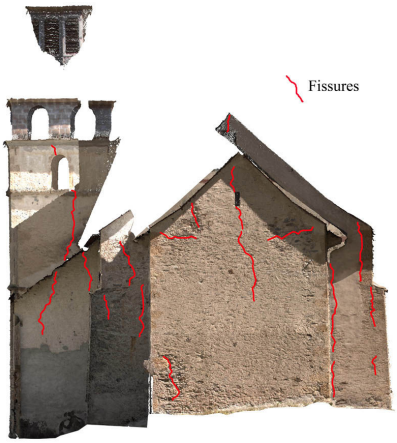
b)

c)

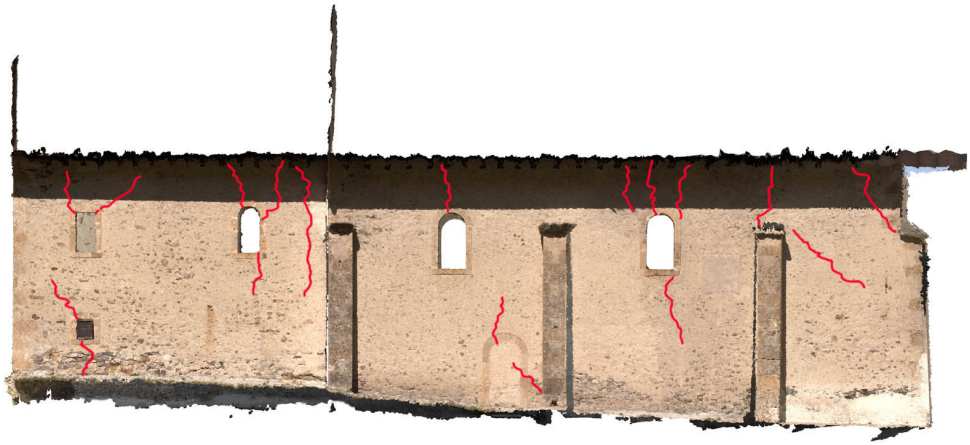
d)

Fig. III.9 Modifications structurelles dans NDG. a) Appentis XIXe accolé au clocher et à la nef b)Accès originel aux combles en bas et accès XIXe au-dessus. Remplacement de certains chevrons. c) Moisage des arbalétriers et des entraits abîmés, panne sablière neuve, chevrons neufs en sapins et nouveau platelage. d) Charpente du bulbe au-dessus de l'étage des cloches.

a)




b)



c)

d)

Fig. III.10 Relevé photogrammétrique des fissures de NDG. a) Élévation nord-ouest : fissures verticales à la jonction avec la nef, fissures horizontales dans le chevet à la hauteur des murs gouttereaux. b)Façade d'entrée : Photo de détail de la fissure verticale, traversante partiellement, toute hauteur. c) Façade latérale sud-ouest : fissures au droit des ouvertures, à la jonction nef/chœur et en tête de mur. d) Façade latérale nord-est : fissures à la jonction avec le clocher.

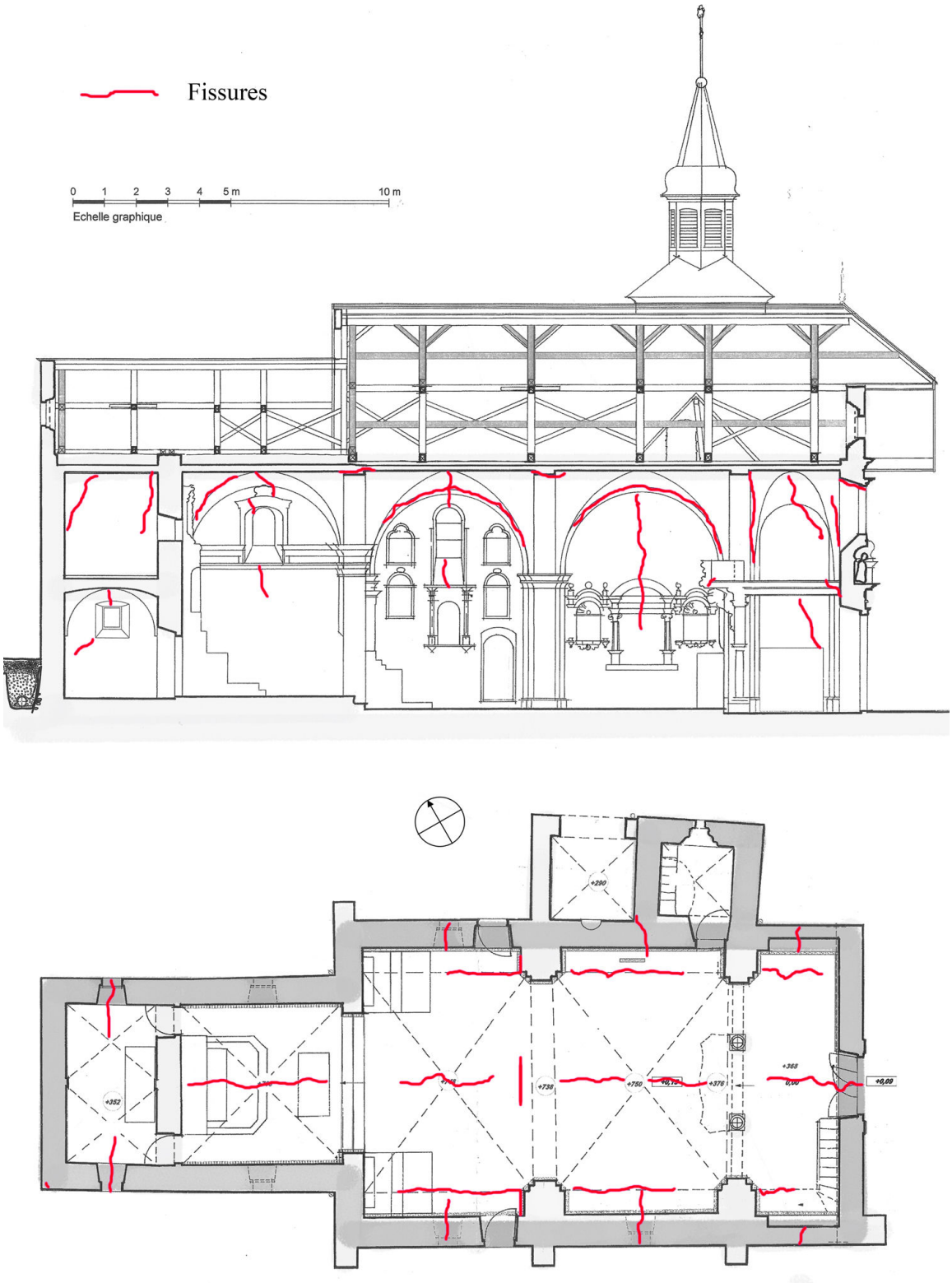



Fig. III.11 Relevé manuel des fissures intérieures de NDG. a) Plan : fissures longitudinales dans les voûtes et à leur jonction avec les arcs doubleaux le long des murs gouttereaux b)Coupe longitudinale coordonnée : fissures au droit des baies, actuelles ou bouchées. Fissures en biais à l'arrière de la façade principale.

### b Construction du maillage

Au vu de cette description, il est donc nécessaire que l'appentis soit traité comme un macro-élément séparé et que les anciennes ouvertures soient maillées. On procédera donc comme suit :

1) *Décomposition du bâtiment* connu grâce aux relevés sur place, en plans orientés (Fig III.12a). Les épaisseurs ont été mesurées comme expliqué en II.2.2, ce qui permet de déterminer le plan médian, nécessaire à la construction des éléments plaque.

2) *Description de chaque façade* grâce aux relevés photogrammétriques. On peut voir en figure III.12b cette décomposition, effectuée par l'utilisateur, pour l'élévation sud-ouest.

3) *Indication des niveaux du sol extérieur* par 4 points pertinents (Fig III.12b) décrivant la plus grande pente. Le programme détermine le plan optimum par la méthode des moindres carrés. Cette information peut être capitale, même pour des églises. Ainsi ND de l'Assomption à Celliers est fondée sur une pente de plus de 40% entre l'avant et l'arrière de l'église.

Une fois le fichier d'entrée ainsi complété, le pré-processeur écrit le fichier de maillage qui sera lu par Cast3M. On obtient ainsi rapidement le maillage de l'église complète, visible en figure III.13.

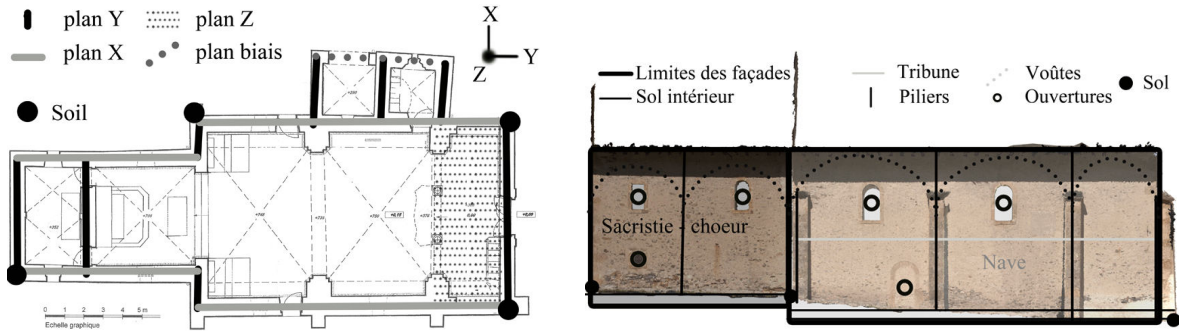



Fig. III.12 Décomposition de la structure complexe en zones homogènes. a) Décomposition du plan. b) Description des plans.

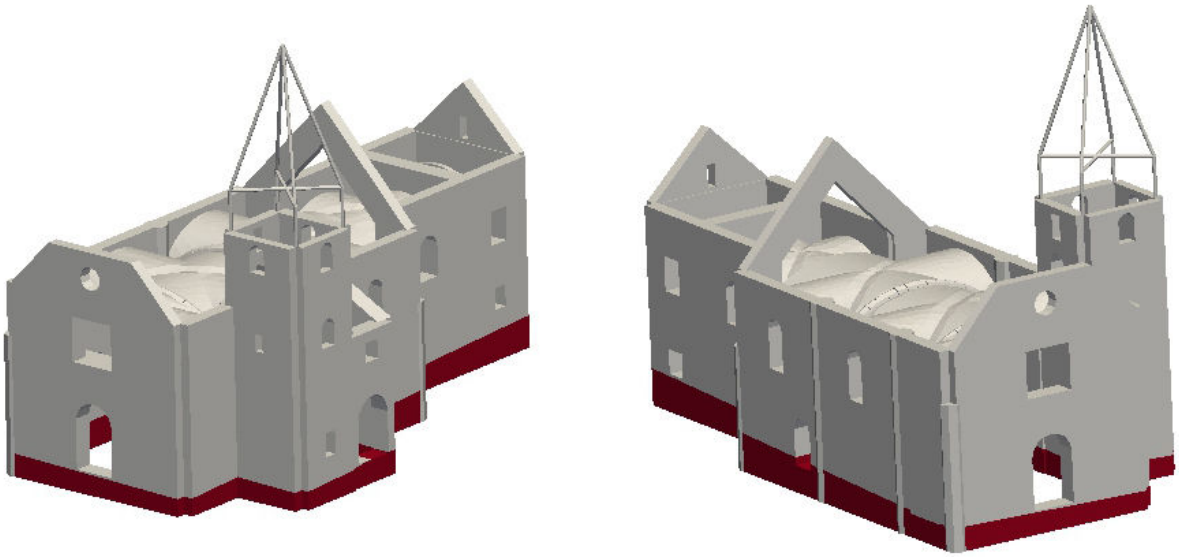


Fig. III.13 Maillage final du type structurel 5 illustré par l'église Notre-Dame de la Gorge.

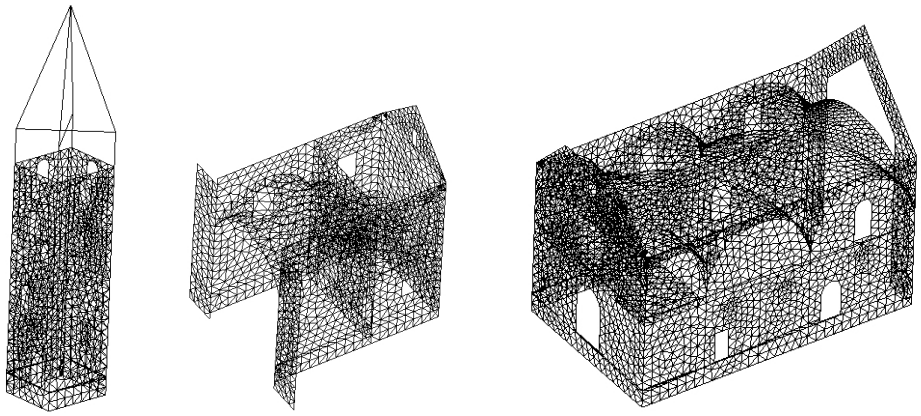
### III.2.4 Adéquation de la méthode proposée à tous les objectifs fixés

#### a Rapidité du maillage d'éléments simples ou complexes

En s'appuyant sur les données d'un relevé manuel et photogrammétrique rapide, le pré-processeur permet de construire très rapidement les différents maillages dont nous avons besoin, avec des niveaux de détails variés. Nous aurons besoin au chapitre IV de trois types de maillages :

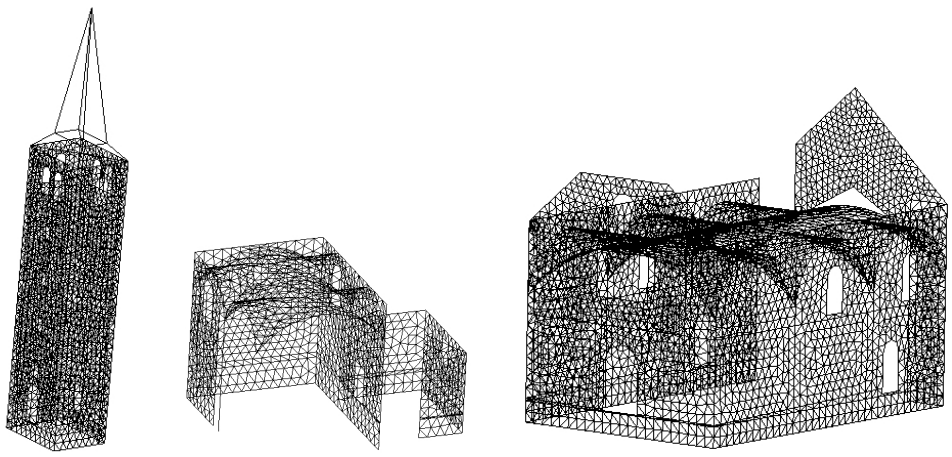
1) *des sous-structures comme les clochers*, et construites indépendamment les unes des autres. Cette fonction sera cruciale lors de l'étape 4 de la méthode (Cf section IV.3.2). Les maillages des seize clochers instrumentés ont été construits en moins de deux jours, y compris les détails des voûtes en RDC (Contamines ou Véroce), le beffroi et les baies.

2) *des sous-structures plus complexes* que nous traiterons de façon séparée, à l'avant-dernière étape (Cf section IV.3.3) : la nef, le chœur et le clocher, illustrés en figure III.14. On voit les limites de chaque sous-structure. Nous avons généré les mêmes maillages pour l'église de la Sainte



a) b) c)

Fig. III.14 Maillages des différentes sous-structures de NDG. a) Maillage du clocher. b) Maillage du chœur. c) Maillage de la nef.



a) b) c)

Fig. III.15 Maillages des différentes sous-structures de la Sainte Trinité aux Contamines. a) Maillage du clocher. b) Maillage du chœur. c) Maillage de la nef.

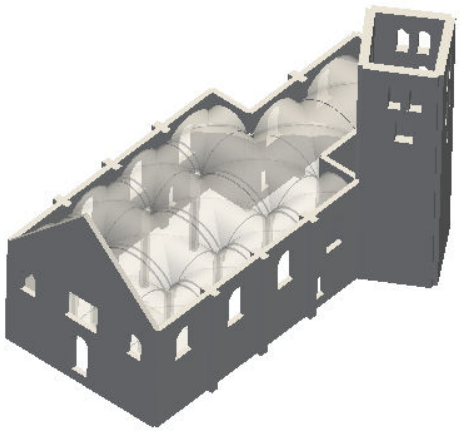


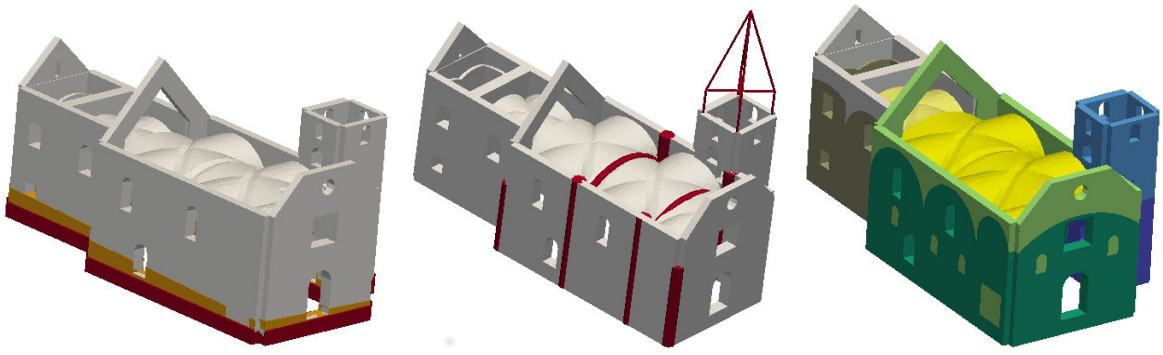
Fig. III.16 Niveau de complexité important du maillage final du type structurel n° 7, Saint-Gervais Saint-Protais, Saint-Gervais-les-bains, 1695-1698.

Trinité aux Contamines-Montjoie (STCM), comme illustré en figure III.15. La construction de ces nouveaux maillages a nécessité moins d'une journée grâce au mailleur qui permet d'introduire des variations géométriques à partir du fichier initial du bâtiment type.

3) *des maillages complets* (Fig III.13). La décomposition de chaque structure en zones homogènes plus simples permet de mailler très rapidement et de façon tout à fait satisfaisante les formes complexes des églises traitées : voûtes et baies de géométries variées, variations d'épaisseurs etc. C'est ce type de maillage que nous utiliserons pour la dernière étape de calage du modèle (Cf section IV.3.4). La figure III.16 montre que le niveau de complexité peut être important.

#### b Description du bâtiment sous forme de zones structurellement homogènes

Ces zones, définies dès le processus de maillage, montrent des épaisseurs, matériaux et conditions aux limites identiques et font partie du même macro-élément. Cette possibilité du mailleur simplifie énormément l'élaboration des fichiers de calcul. En effet, comme illustré en figure III.17 chaque élément de maillage est directement identifiable par la façade à laquelle il appartient mais



a) b) c)

Fig. III.17 Découpage du maillage en sous-structures d'intérêt. a) Condition aux limites variées : encastrement, libre, déplacement bloqué d'un côté. b) Éléments poutre ou éléments plaque, différents groupes d'épaisseurs. d) Maçonnerie plus ou moins appareillée.

aussi par toutes les autres caractéristiques de l'objet qu'il représente.

### c Description de la variabilité de géométrie et d'implantation au sein d'un type

A partir d'un même fichier d'entrée il est aisé de modifier des formes ou des dimensions, pour générer les maillages de plusieurs églises du même type. La figure III.18 présente ce type de modifications faites à partir de NDG (type 5), représentatives des différentes églises de ce type. Nous avons modifié les ouvertures et changé la forme des frontons, décrivant ainsi une église comme celle de Servoz ou de Cohennoz, supprimé un macro-élément comme à Notre-Dame de Briançon, augmenté la pente du sol comme à Doucy, avancé le clocher comme à Aiguebelle,

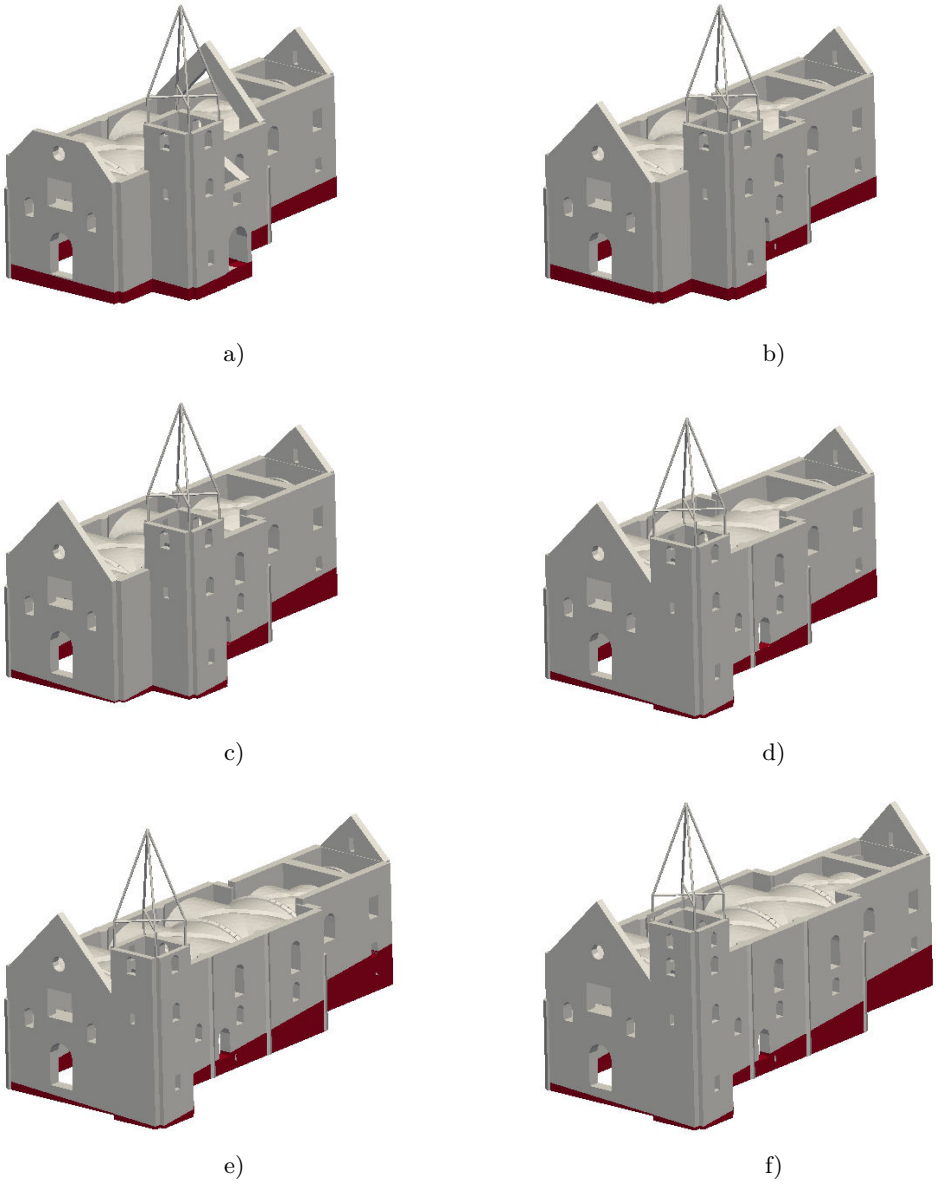



Fig. III.18 Variations autour du type 5, illustré par NDG, à partir du même fichier d'entrée. a) Ajout de baies. b) Modification des frontons, suppression de l'appentis. c) Modification de la pente de sol. d) Déplacement du clocher. e)Ajout d'une travée de nef. f) Augmentation de l'élancement de la nef et du chœur.

ajouté une travée de nef comme à Sevoz et augmenté l'élancement de la nef et du chœur comme à Domancy. Ces variations autour du modèle le plus représentatif de chaque type sont cruciales pour les études paramétriques de vulnérabilité. En effet nous pourrons ainsi introduire des critères de variabilité géométrique lors des études statistiques (Cf. chapitre V).

D'autre part, cela nous permet de ne valider initialement que les modèles des bâtiments types. Pour les autres structures, nous pourrons soit adapter ces modèles en conservant leurs paramètres si nous n'avons pas mesuré les caractéristiques vibratoires de ces autres édifices, soit modifier le maillage et caler le modèle en repartant des paramètres du modèle optimisé.

## III.3 Caractéristiques et définitions des modèles matériaux retenus

Le comportement de la maçonnerie devient rapidement non linéaire. Mais nous nous intéressons à des monuments historiques et souhaitons proposer une méthode de criblage pour les bâtiments à risque qui permette aussi de quantifier les dommages. Donc notre étude se focalise essentiellement sur le stade de première fissuration, avant que des dommages irréversibles n'apparaissent. Toutes les études préparatoires seront donc faites avec des modèles linéaires, calés et validés selon les étapes 3 à 6 expliquées au chapitre IV. Pour la définition des critères des courbes de fragilité et l'étude des dommages plus importants, nous utiliserons les modèles non linéaires décrits au paragraphe III.3.2 qui nous permettront d'enrichir les résultats linéaires.

### III.3.1 Considérations générales et caractéristiques linéaires

#### a Macromodélisation

Nous avons choisi d'utiliser une macromodélisation, (Cf section I.3.2), en nous basant sur les observations effectuées in-situ sur la maçonnerie, ainsi que sur le manque de connaissances spécifiques à chaque édifice. En effet nous avons souligné aux paragraphes II.2.2.d et II.2.2.e à quel point la maçonnerie de ce patrimoine était grossière, avec une mise en œuvre très rustique. Comme nous l'avons expliqué au paragraphe I.1.3.b, cet assemblage hétéroclite de pierres variées et de mortier peut être considéré comme un matériau homogène et isotrope si on le regarde à une échelle suffisante, contrairement à la maçonnerie appareillée très anisotrope présentant des directions de fissuration privilégiées (Sahlaoui, 2011; Senthivel et Lourenco, 2009).

#### b Caractéristiques des matériaux

Nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques des modèles initiaux linéaires en confrontant la base de données du BRGM MonuMAT (2015) où certains édifices du panel sont renseignés, le catalogue de Thibaut (1996) sur les carrières françaises et la littérature. Nous avons notamment retenu Durand-Claye (1888) pour les pierres et le plâtre ; Binda *et al.* (2000b), DPCM (2011), DGEMN (1998) et Petit (1998) pour la maçonnerie et les charpentes. Les caractéristiques des modèles avant calage sont listées dans la table III.4, avec $E$ le module d'élasticité, $\nu$ le coefficient de Poisson et $\rho$ la masse volumique ou surfacique selon les cas.

L'estimation de la masse de la structure est une opération importante, qui doit être effectuée le plus précisément possible, puisque les forces sismiques sont proportionnelles à cette masse. Les fréquences en découlent donc directement. Prenons par exemple le modèle de la chapelle Saint-Jacques de Tarentaise (CSJT), à Boudin, que nous présenterons au paragraphe III.4.2 pour étudier les hypothèses de modélisation (III.4). Sur ce bâtiment petit et simple, en utilisant les valeurs basses de la bibliographie pour la maçonnerie, 1700kg/m$^3$ pour les murs et 2000kg/m$^3$ pour les pilastres, les 2 premiers modes de flexion en X sont à 2,7Hz et 7,55Hz. Avec les valeurs hautes soit 2100kg/m$^3$ pour les murs et 2300kg/m$^3$ pour les pilastres, ces fréquences passent à

| **Matériaux** | **E** (GPa) | $\nu$ (-) | $\rho$ (kg/m$^3$) |
|---|---|---|---|
| **Maçonnerie**, murs | 1,8 | 0,2 | 1750 |
| **Maçonnerie**, piliers et contreforts | 2,3 | 0,2 | 1900 |
| **Voûtes**, maçonnée | 2 | 0,2 | 1700 |
| **Voûtes**, stuquée | 1,5 | 0,2 | 1100 |
| **Charpente**, pin cimbro | 14,5 | 0,3 | 550 |
| **Volige** | 12 | 0,2 | 450 |
| **Couverture** | | | $\rho$ (kg/m$^2$) |
| **Couverture**, ardoises | | | 2750 |
| **Couverture**, tavaillons | | | 500 |
| **Couverture**, tôle | | | 1160 |
| **Couverture**, fibro-ciment | | | 1350 |

Table III.4 Caractéristiques des matériaux des modèles avant calage.

2,6Hz et 7,34Hz. Les étapes suivantes de mesures et calages, serviront notamment à estimer la variabilité des matériaux dans la structure et corriger cette masse.

### c Découpage en sous-structure

Afin de prendre en compte les spécificités de chaque élément de la structure traitée et de pouvoir tenir compte des diverses techniques de mise en œuvre et des modifications postérieures à la construction, nous avons découpé le modèle en sous-structures décrites par des caractéristiques différentes des matériaux. Par exemple, nous avons expliqué en III.2.3.a que NDG avait été affectée par trois campagnes de travaux structurellement importants que nous avons intégrées dans le modèle. Les anciennes ouvertures sont initialement maillées puis "rebouchées". Dans le modèle, nous attribuons à leur remplissage des caractéristiques mécaniques dégradées par rapport à celle du reste du mur. De même, nous utilisons des caractéristiques mécaniques plus élevées dans les zones où des fissures ont été rebouchées au béton que dans celles où des fissures se sont ré-ouvertes. Comme on peut le voir sur la figure III.19, Notre-Dame de la Gorge est ainsi décrite par cinq type de zones. La première regroupe trois catégories de murs d'épaisseurs variées, incluant les modifications et rebouchages successifs (bleus). Les pilastres, contreforts et arcs doubleaux sont modélisés en éléments poutres (rouge). Pour la tribune nous considérons son mode constructif particulier : poutre et lattis bois recouvert de plâtre dans 50% des églises et 90% des chapelles, voûtes ou plancher sur solives les cas restants (vert). Nous particularisons

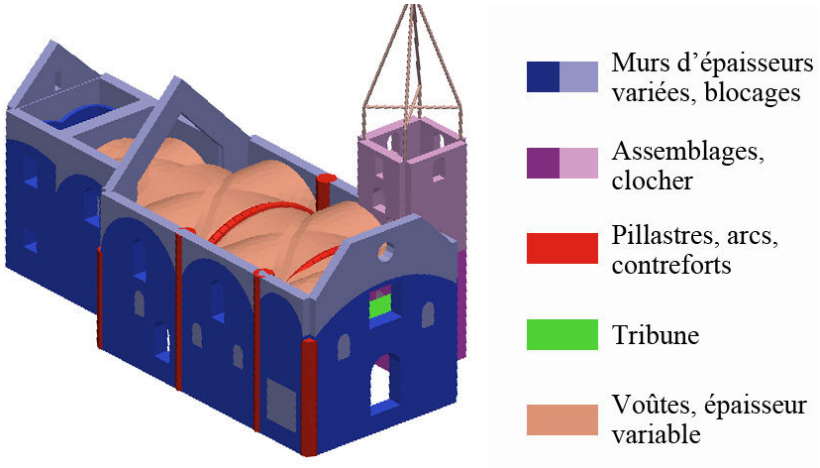



Fig. III.19 Modèle numérique initial de NDG : différents sous-groupes.

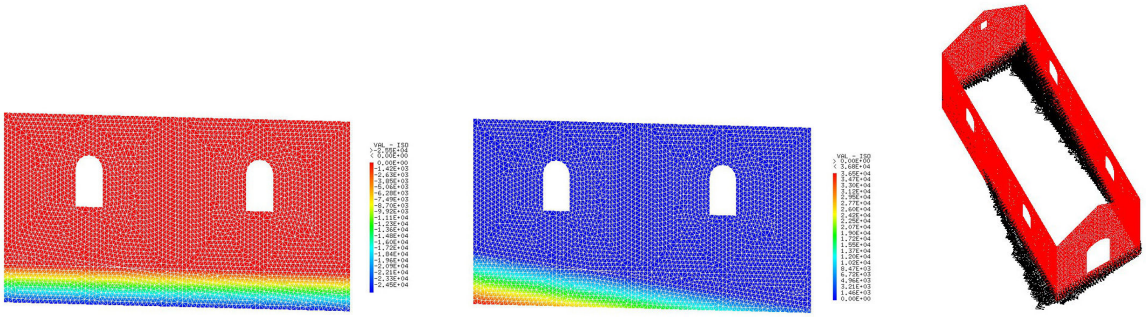
aussi la base du clocher dont la maçonnerie est plus appareillée, avec une proportion de pierres par rapport au mortier beaucoup plus importante (violet). Enfin, pour les voûtes avec leur calage poids, nous tenons compte de leur épaisseur très variable (rose).

Pour les clochers seuls, structures moins complexes que le bâtiment entier, nous avons limité les catégories structurelles à un type de maçonnerie car nous nous intéressions plus à des caractéristiques moyennes. La modélisation des clochers de façon systématique, notamment le bulbe et l'interaction avec la nef, sera discutée en détail lors de l'étape 4 de la méthode, en section IV.3.2.

#### d Chargements spécifiques

**Effet de la pente**. Nous avons pris en compte la poussée des terres en appliquant une force latérale sur les parties enterrées, dépendant de la nature du sol et de la hauteur du talus. On peut voir en III.20 les champs de forces des poussées vers l'intérieur et vers l'extérieur sur la chapelle Saint-Jacques de Tarentaise à Boudin, Arêches, ainsi que la représentation vectorielle de la poussée des terres globale exercée sur la chapelle. On notera que dans le chœur la poussée des terres est dirigée vers l'intérieur, contrairement à celle de la nef, à cause de la forte pente. Toutefois, nous n'avons pas représenté la masse des terres, ce qui nous conduira à sous-estimer potentiellement le chargement dû à la pente lors des études en dynamique.

**Neige**. La charge de neige doit impérativement être prise en compte. En effet, la zone d'étude est située en zone E, ce qui représente une charge de neige au niveau de la mer de $1{,}4 kN/m^2$. Nous avons pris en compte les variations réglementaires de la charge de neige en fonction de l'altitude, conduisant par exemple à une charge de neige de 7,1 $\mathrm{kN/m^2}$ à 1500m d'altitude. Selon l'Eurocode 1, la totalité de la charge de neige n'est pas additionnée aux sollicitations sismiques, mais une partie déterminée en fonction de l'altitude, 0 en-dessous de 500m. Au-dessus, le coefficient multiplicatif est de 0,65, ce que nous avons retenu partout. Nous n'avons pas modélisé des forces réparties mais des masses en tête de mur afin de conserver les effets d'inertie lors des calculs dynamiques. Toujours sur CSJT, en statique, la neige conduit à multiplier par 2 les déplacements verticaux maximums, qui passent de 1,5cm à 2,97cm. Sous chargement sismique (spectre EC8), l'amplification des déplacements se remarque aussi dans les deux autres directions, jusqu'à 10 fois le déplacement sans neige selon X.
Notons que la simple addition des deux sollicitations signifierait que le séisme intervient au moment même où la charge de neige est maximale. Les périodes de retour sont différentes, 50 ans



a) b) c)

Fig. III.20 Prise en compte de la poussée des terres sur CSJT. a) Poussées vers l'extérieur, façade ouest, de 0 en bleu à $3{,}68.10^4$N en rouge. b) Poussées vers l'intérieur, façade ouest, de $-2{,}55.10^4$N en bleu à 0 en rouge. c) Représentation vectorielle globale.

pour la neige et 475 ans pour le séisme, mais la probabilité de simultanéité des deux événements extrêmes est très faible. C'est la raison pour laquelle on ne considère au plus qu'une partie de la charge de neige. Ceci constitue une question ouverte à discuter pour l'évaluation sismique des monuments historiques situés en altitude. Pour mesurer l'ampleur du phénomène, il serait intéressant d'effectuer une évaluation sans la charge de neige et de traiter son effet comme une incertitude supplémentaire.

**Charge d'exploitation**. Conformément à l'Eurocode 1 définissant les actions sur les structures, nous n'en avons pris en compte aucune.

Notons que pour les calculs linéaires, on peut recombiner les actions comme leurs résultats.

### III.3.2 Définition d'un modèle non linéaire adapté par essais virtuels aux ED

#### a Principe de la méthode proposée

Dans le but de définir des critères seuils adaptés à la maçonnerie ancienne non appareillée et de construire des courbes de fragilité envisageant le plus de mécanismes de ruine possible, nous souhaitons pouvoir prédire la réponse non linéaire sous séisme d'une église entière. Or l'échelle de notre étude nous impose de conserver un macro-modèle, léger, formulé en éléments plaque. Nous voulons donc calibrer un modèle non linéaire homogénéisé, ce qui nécessite des données matériaux que nous ne possédons pas. En effet nous avons montré en section I.1.3 que les tests possibles sur les structures historiques, quoique nombreux, ne donnent que des résultats d'autant plus localisés que la maçonnerie ancienne est très hétérogène. Nous proposons donc d'identifier un modèle continu qui respecte nos impératifs de modélisation, notamment la légèreté et la formulation plaque, sur l'un des essais en compression réalisés par Silva (2012). Nous avons choisi le type de mur le plus proche de la maçonnerie de notre panel, et validé le modèle ainsi calibré en le testant sur les autres essais disponibles, notamment un essai en cisaillement. Nous n'avions pas à disposition d'essai en traction nous permettant d'identifier le comportement en traction du modèle. C'est pourquoi, en collaboration avec Vassaux *et al.* (2015a,b), nous identifions d'abord un modèle discret sur l'essai en compression bien documenté, puis nous en vérifions la validité et la calibration en simulant d'autres essais de Silva. Ceci nous permet de disposer ensuite de toutes les informations nécessaires à l'identification du modèle continu (Limoge-Schraen *et al.*, 2015b).

Le modèle discret présente l'avantage, par rapport à un modèle plus fin homogénéisé comme le modèle volumique de Faria *et al.* (1998) utilisé par Silva, de représenter l'ouverture des fissures, multiple et anisotrope, ainsi que leur fermeture. De plus, contrairement aux micro-modèles très lourds décrits au paragraphe I.3.2, le modèle discret assimile les pierres à des particules rigides et le mortier à des éléments d'interface 1D, ce qui permet le calcul rapide de structures de dimensions assez importantes comme les murs testés mesurant 1,2m de haut, 1m de large et 0,5m d'épaisseur. Une fois le modèle discret calé, on peut modifier les caractéristiques matériaux données en entrée pour représenter au mieux la maçonnerie étudiée, puis identifier le modèle continu choisi à partir des simulations de référence fournies par le modèle discret.

#### b Modèle discret : simulation mésoscopique de la maçonnerie

##### b.1 Modèle microscopique utilisé

Les essais virtuels d'échantillons à l'échelle du matériau nécessitent un micromodèle, composé de particules rigides et d'un réseau de poutres d'Euler-Bernoulli. Le réseau de poutres reproduit la cohésion et les mécanismes de rupture entre les particules qui permettent une description réaliste du comportement d'une fissure grâce à l'intégration de mécanismes de contact et de frottement (Vassaux *et al.*, 2015b). Ce modèle est développé dans un contexte quasi-statique

afin de limiter le coût des calculs et d'éviter des effets dynamiques arbitraires. L'algorithme d'intégration est une version incrémentale des schémas d'intégration classiques pilotés par les événements (Rots *et al.*, 2008). Ceci permet de calculer la solution comme une succession d'états d'équilibre, en prenant en compte d'autres non-linéarités que la fissuration, telles que le contact ou le frottement, ce qui ne pourrait être résolu avec un schéma d'intégration classique piloté par les événements.

Les équations définissant le comportement élastique du réseau sont résumées en eq. III.3.1.

$$\underline{F}_{coh,ij} = \begin{cases} F_{N,ij} = \dfrac{\bar{E}A_{b,ij}}{l_{b,ij}} \overbrace{\left(\underline{u}_i - \underline{u}_j\right).\underline{n}_{b,ij}}^{u_i - u_j} \\ F_{T,ij} = \dfrac{12\bar{E}I_{b,ij}}{l_{b,ij}^3} \overbrace{\left(\underline{u}_i - \underline{u}_j\right).\underline{t}_{b,ij}}^{v_i - v_j} - \dfrac{6\bar{E}I_{b,ij}}{l_{b,ij}^2}\left(\theta_i - \theta_j\right) \\ M_{Z,ij} = \dfrac{6\bar{E}I_{b,ij}}{l_{b,ij}^2} \overbrace{\left(\underline{u}_j - \underline{u}_i\right).\underline{t}_{b,ij}}^{v_i - v_j} + \dfrac{4\bar{E}I_{b,ij}}{l_{b,ij}}\left(\theta_i - \dfrac{\theta_j}{2}\right) \end{cases} \tag{III.3.1}$$

Nous introduisons les paramètres $\alpha$, coefficient d'inertie des poutres du réseau et $\bar{E}$ leur module d'Young. $F_{N,ij}$, $F_{T,ij}$ et $M_{Z,ij}$ représentent respectivement l'effort normal, l'effort tangentiel et le moment fléchissant dans la poutre liant les particules $i$ et $j$. $\underline{u}_i$ et $\theta_i$ décrivent respectivement les déplacements et la rotation de la particule $i$. $\underline{n}_{b,ij}$ et $\underline{t}_{b,ij}$ représentent respectivement les vecteurs normal et tangent à la section de la poutre liant les particules $i$ et $j$. Enfin, $A_{b,ij}$, $I_{b,ij}$ et $l_{b,ij}$ décrivent respectivement la section, le moment d'inertie et la longueur de cette poutre.

La rupture d'une poutre du réseau est définie grâce à l'utilisation d'un critère exprimé en fonction de la déformation dans cette poutre et des rotations à ses extrémités (Eq. III.3.2). Comme les phases des matériaux ne sont généralement pas décrites de façon distincte, des propriétés de rupture distribuées statistiquement sont utilisées. Les séries statistiques des deux seuils à la rupture, $\epsilon^{cr}$ pour le mécanisme de rupture en extension et $\theta^{cr}$ pour celui en flexion, suivent la loi de distribution de Weibull. Dans les deux cas, $\epsilon_{ij}^{cr}$ et $\theta_{ij}^{cr}$, l'indice $ij$ indique qu'il s'agit du seuil utilisé entre les particules $i$ et $j$. Deux facteurs d'échelle $\lambda_{\epsilon^{cr}}$ et $\lambda_{\theta^{cr}}$ et un facteur de forme $k$ sont introduits. $\epsilon_{ij}$ décrit la déformation dans la poutre liant les particules $i$ et $j$.

$$\frac{\epsilon_{ij}}{\epsilon_{ij}^{cr}} + \frac{|\theta_i - \theta_j|}{\theta_{ij}^{cr}} > 1 \tag{III.3.2}$$

$$f(x) = \frac{k}{\lambda}\left(\frac{x}{\lambda}\right)^{k-1} e^{-(x/\lambda)^k} \tag{III.3.3}$$

$f(x)$ est une variable statistique suivant une loi de distribution de Weibull.

Quand deux particules non liées par une poutre cohésive se chevauchent, des forces de contact sont générées. Elles sont proportionnelles à la surface du chevauchement et au module d'Young du matériau, identique à celui de la poutre, $\bar{E}$ (Cf eq. III.3.4).

$$\underline{F}_{cont,ij} = -\frac{\bar{E}S_{r,ij}}{l_{c,ij}}\underline{n}_{c,ij} \tag{III.3.4}$$

avec $F_{N,ij}$ l'effort normal de contact entre les particules $i$ et $j$ qui se touchent, $\underline{n}_{c,ij}$ la direction de contact normal et $S_{r,ij}$ l'aire de chevauchement. $l_c$ est la longueur caractéristique, diamètre

moyen des particules :

$$\frac{1}{l_{c,ij}} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{D_i} + \frac{1}{D_j}\right) \tag{III.3.5}$$

De plus, une force de frottement est générée entre deux particules en contact. Elle suit le modèle de frottement de Coulomb, introduisant le coefficient de frottement de la pierre $\mu$, avec $\underline{F}_{cont,ij}$ et $\underline{F}_{fric,ij}$ représentant respectivement les forces de frottement normale et tangente entre les particules $i$ et $j$ qui se touchent.

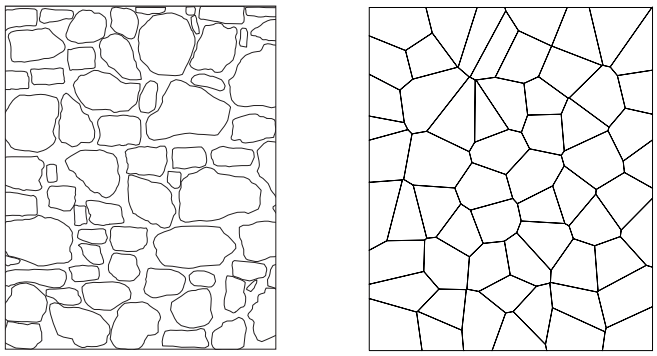
$$||\underline{F}_{fric,ij}|| = \min\left(||\underline{F}^{el}_{fric,ij}||, \mu||\underline{F}_{cont,ij}||\right) \tag{III.3.6}$$

L'effort $\underline{F}^{el}_{fric,ij}$ se calcule de la même façon que l'effort tranchant dans une poutre : Cf eq. III.3.1, 2e ligne, relation entre $v_i$, $v_j$, $\theta_i$ et $\theta_j$. Les caractéristiques géométriques de celle-ci sont les mêmes que celles du contact et les déplacements à ses extrémités sont ceux des particules en contact. Le modèle microscopique ainsi que son algorithme d'intégration sont décrits en détails dans Vassaux *et al.* (2015b). Sa validation sous chargements multi-axial et cyclique, notamment vis-à-vis des ruptures en modes mixtes et des mécanismes de contact est présentée dans Vassaux *et al.* (2015a).

### b.2 Adaptation du modèle à la maçonnerie

Le modèle particulaire introduit ci-dessus a été développé initialement pour des matériaux quasi-fragiles comme le béton. Pour l'utiliser sur de la maçonnerie et grâce aux deux phases de celle-ci conduisant à sa méso-structure discrète, mortier et pierres, nous avons pu apporter des simplifications. Comme nous l'avons expliqué en section I.1.3.b, dans la maçonnerie ancienne avec mortier à base de chaux, les fissures se propagent quasi systématiquement dans le mortier, tandis que dans le modèle, les particules sont rigides et ne peuvent donc se rompre. Nous pouvons donc représenter chaque pierre de la structure maçonnée par une particule polygonale discrète, obtenue grâce à un diagramme aléatoire de Voronoï. Ceci nous permet de représenter la maçonnerie par un nombre réduit de particules, donc de réduire fortement le temps de calcul.

De plus, dans le cas de la maçonnerie, la principale hétérogénéité, et la plus influente sur le mécanisme de fissuration, réside dans la différence de propriétés entre la pierre et le mortier. Il n'est donc pas nécessaire, comme cela est souvent fait pour le béton, de tenir compte des hétérogénéités à plus petites échelle dans le mortier. En partant du principe que chaque phase



a) b)

Fig. III.21 Illustration de la technique de modélisation d'une structure. a) Le mur testé expérimentalement par Silva (2012). b) Maillage généré pour la calibration du modèle discret.

peut être bien identifiée, chaque particule représentant une pierre, l'hétérogénéité principale est bien reproduite. C'est pourquoi on peut considérer que le réseau représentant le mortier a des propriétés de rupture constante. Or si les propriétés de ruptures sont constantes, il n'est plus nécessaire de les tirer aléatoirement. Donc le paramètre $k$ n'existe plus, et toutes les poutres ont des paramètres $\epsilon_{cr}$ et $\theta_{cr}$ identiques.

### b.3 Calibration

Une fois le modèle adapté à la maçonnerie, le nombre de paramètres à identifier est réduit à six, qui peuvent être calibrés par un unique test en compression avec endommagement, alors que le modèle originel appliqué aux matériaux quasi-fragiles requérait plusieurs tests dans le domaine non linéaire (Vassaux *et al.*, 2015a).
Nous avons déduit $l_p$, la *taille des particules* qui représentent les pierres incluses dans le mortier, de la taille moyenne des pierres décrites dans les essais. Cette valeur est la longueur d'entrée utilisée pour la génération du diagramme de Voronoï de l'échantillon numérique.
La calibration des *paramètres élastiques* est faite de la même façon que pour le modèle initial, en utilisant la phase élastique de l'essai de compression virtuel (Vassaux *et al.*, 2015a). Nous avons d'abord calibré le *coefficient d'inertie* du réseau $\alpha$ car il est le seul paramètre contrôlant le coefficient de Poisson de l'échantillon. Puis nous avons calibré le *module d'Young* $\bar{E}$ des poutres du réseau, contrôlant la raideur dans la phase élastique.

Pour la calibration des *paramètres de rupture*, nous remarquons que l'endommagement de l'échantillon en compression commence par des fissures diffuses parallèles à la direction de chargement dues à des extensions locales associées à l'effet Poisson. Ce premier comportement non linéaire observable correspond dans le modèle discret à l'échelle des poutres du réseau, à une ruine locale des poutres d'Euler-Bernoulli qui dépassent la valeur *seuil en extension* $\epsilon^{cr}$. Dans ce processus, le seuil en rotation $\theta^{cr}$ n'intervient pas (Vassaux *et al.*, 2015a). Nous avons donc d'abord calibré le seuil en extension pour ajuster la contrainte à laquelle apparaissent les premières non-linéarités dans la réponse macroscopique de la maçonnerie. Le *seuil en rotation*, qui contrôle la suite du processus de ruine de l'échantillon, a été ajusté en dernier pour atteindre un chargement au pic satisfaisant.
Nous avons considéré que le *coefficient de frottement* $\mu$ correspondait au coefficient de frottement des pierres de la maçonnerie et avons donc utilisé une valeur issue de la littérature, 0,65 dans les matériaux sec et 0,6 dans les matériaux saturés (Vasconcelos et Lourenco, 2009).

### b.4 Validation sur un mur de maçonnerie trois couches

Nous avons utilisé les tests effectués sur des murs en maçonnerie en trois couches effectués par Silva (2012) pour valider la capacité du modèle discret décrit ici à reproduire le comportement de la maçonnerie. Nous avons utilisé comme référence le mur B3, en maçonnerie non-renforcée, de 1.20 m de haut, 1.00 m de large et 0.50 m d'épaisseur. Sa campagne fournit les informations nécessaires pour calibrer et valider le modèle mésoscopique utilisé. Un test en compression monotone est utilisé pour calibrer les paramètres élastiques et de rupture. La validation est faite en vérifiant que le modèle calibré reproduit bien le comportement de la maçonnerie lors de l'essai en cisaillement. Tous les détails concernant la mise en œuvre des tests sont fournis par Silva (2012). Nous avons dimensionné les particules pour retrouver le même nombre de pierres que dans le mur de référence, soit environ 10 lits de 6 pierres sur la surface visible. Comme le modèle mésoscopique est formulé en 2D, les résultats numériques correspondent à un mur d'un mètre d'épaisseur. Nous les convertissons donc linéairement pour les comparer aux résultats expérimentaux sur le mur de 0.50 m d'épaisseur.

Les propriétés expérimentales listées dans le tableau III.4(b), coefficient de Poisson longitudinal, module d'Young initial, contrainte à l'apparition de la première fissure et contrainte maximum au pic, ont été utilisées pour calibrer les paramètres du modèle discret récapitulés

dans le tableau III.4(a). Aucun des tests exposés par Silva ne montre une influence particulière du coefficient de frottement $\mu$, c'est pourquoi nous avons utilisé la valeur de 0,6 communément utilisée dans la littérature (Vasconcelos et Lourenco, 2009).

(a)

| $\alpha$ | $E$ (GPa) | $\epsilon_{cr}$ | $\theta_{cr}$ |
|---|---|---|---|
| 0.80 | 2.5 | $1\ 10^{-4}$ | $7.0\ 10^{-4}$ |

(b)

| $\nu_L$ | E (GPa) | $\sigma_{1,cr}$ (MPa) | $\sigma_{max}$ (MPa) |
|---|---|---|---|
| 0.19 | 2.885 | 0.4 | 2.1 |

Table III.5 Calibration du modèle discret pour un mur en maçonnerie trois couches. a) Paramètres numériques calibrés. b) Propriétés expérimentales.

Nous avons d'abord vérifié l'efficacité du modèle à travers la réponse sous compression monotone, car bien que ce test ait été utilisé pour calibrer le modèle, la pertinence de la réponse numérique globale n'était pas assurée. La figure III.22 compare les réponses simulée et expérimentale. Comme on peut le voir, le modèle discret reproduit bien, qualitativement et quantitativement, la réponse globale jusqu'au chargement limite avant la ruine fragile du mur.

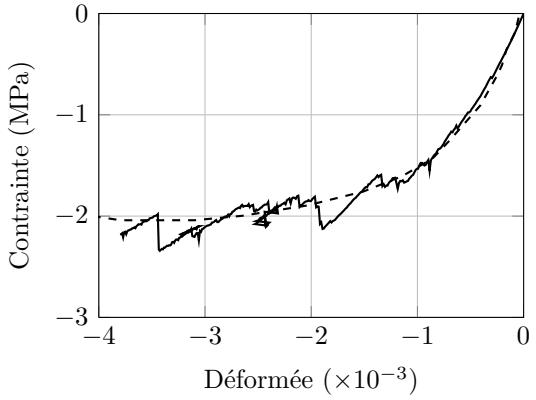



Fig. III.22 Vérification de la réponse en compression monotone, (Silva *et al.*, 2014).

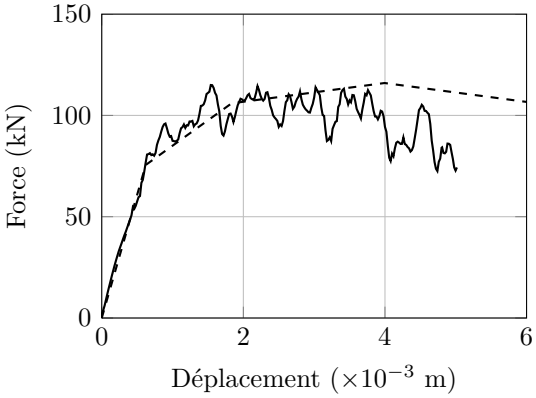



Fig. III.23 Validation de la réponse numérique pour un test en cisaillement avec un préchargement constant en compression de 1 MPa (Silva *et al.*, 2014).

Nous avons ensuite validé le modèle sur un test en cisaillement avec un préchargement constant en compression de 1 MPa, en comparant les réponses numérique et expérimentale, comme illustré en figure III.23. La maçonnerie utilisée pour cet essai est censée être identique à celle de l'essai en compression, nous avons donc gardé les mêmes paramètres pour le modèle discret. Les réponses sont qualitativement identiques jusqu'à un déplacement imposé de 4mm. Au-delà, les réponses numérique et expérimentale diffèrent un peu puisque la rupture fragile est observée pour un déplacement imposé de 5 mm numériquement et 6 expérimentalement.

Le faciès de fissuration au pic de chargement est réaliste, ce qui apporte une validation supplémentaire de la pertinence du modèle mésoscopique (Fig III.24). Même si aucune comparaison systématique complète ne peut être faite avec les résultats exposés par Silva, l'orientation de fissure est pertinente pour un test en cisaillement et est compatible avec celle qu'il décrit sur l'extérieur des murs. Ceci montre que non seulement les résistances sont correctes, mais que le modèle ainsi calibré utilise les bons mécanismes d'endommagement.

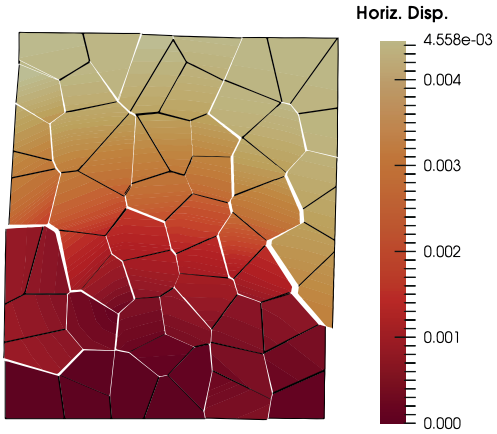



Fig. III.24 Faciès de fissuration numérique pour un essai de cisaillement avec préchargement constant en compression de 1 MPa.

### c Description et enrichissement du modèle continu homogénéisé choisi

Nous avons choisi d'utiliser le modèle en contraintes planes, appelé RICCOQ dans Cast3M et formulé initialement pour du béton. Sa formulation simple et robuste correspond à nos impératifs de modélisation, notamment sa légèreté, son petit nombre de paramètres et sa formulation pour des éléments plaques. Il est régularisé en énergie de fissuration.

Dans ce modèle l'énergie libre de Helmholtz est exprimée selon l'équation III.3.7 :

$$\rho.\psi = (1-d)\varepsilon_{ij}C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \tag{III.3.7}$$

En dérivant cette équation selon le tenseur des déformations $\varepsilon_{ij}$, on obtient la loi d'état suivante :

$$\sigma_{ij} = (1-d)C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \tag{III.3.8}$$

Pour être cohérent d'un point de vue thermodynamique, le modèle doit respecter l'inégalité de Clausius-Duhem :

$$\sigma_{ij}\dot{\varepsilon}_{ij} - \rho.\dot{\psi} \geq 0 \tag{III.3.9}$$

Cette inégalité est vérifiée si le modèle respecte les conditions suivantes :

$$\frac{\partial d}{\partial Y_t}\dot{Y}_t \geq 0, \quad \frac{\partial d}{\partial Y_c}\dot{Y}_c \geq 0 \tag{III.3.10}$$

Les seuils d'endommagement sont définis en terme de déformation équivalente. Comme le comportement non linéaire est découplé en deux parties pour obtenir un effet unilatéral, deux déformations équivalentes sont définies $\varepsilon_{eq}^{+}$ et $\varepsilon_{eq}^{-}$, où les $\varepsilon_i$ sont les valeurs propres du tenseur des déformations :

$$\varepsilon_{eq}^{+} = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} < \varepsilon_i >_{+}^{2}}, \quad \varepsilon_{eq}^{-} = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} < \varepsilon_i >_{-}^{2}} \tag{III.3.11}$$

Les surfaces de charge sont définies pour les deux domaines non linéaires définis comme suit :

$$f^{+} = \mathcal{H}\left[\mathrm{Tr}(\boldsymbol{\sigma})\right].Y^{+} - \varepsilon_0^{+}, \quad f^{-} = \left(1 - \mathcal{H}\left[\mathrm{Tr}(\boldsymbol{\sigma})\right]\right).Y^{-} - \varepsilon_0^{-} \tag{III.3.12}$$

avec $Y^{+} = \max_t(\varepsilon^{+},\varepsilon_0^{+})$ et $Y^{-} = \max_t(\varepsilon^{-},\varepsilon_0^{-})$ variables internes et $\mathcal{H}\left[\mathrm{Tr}(\boldsymbol{\sigma})\right]$ la fonction Heaviside ($\mathcal{H}\left[x\right] = 0$ si $x < 0$ et $\mathcal{H}\left[x\right] = 1$ si $x \geq 0$).
La loi d'évolution pour les variables d'endommagement est la suivante :

$$d^{+,-} = 1 - \frac{\varepsilon_0^{+,-}}{Y^{+,-}} \exp\left[-B^{+,-}(Y^{+,-} - \varepsilon^{+,-})\right] \tag{III.3.13}$$

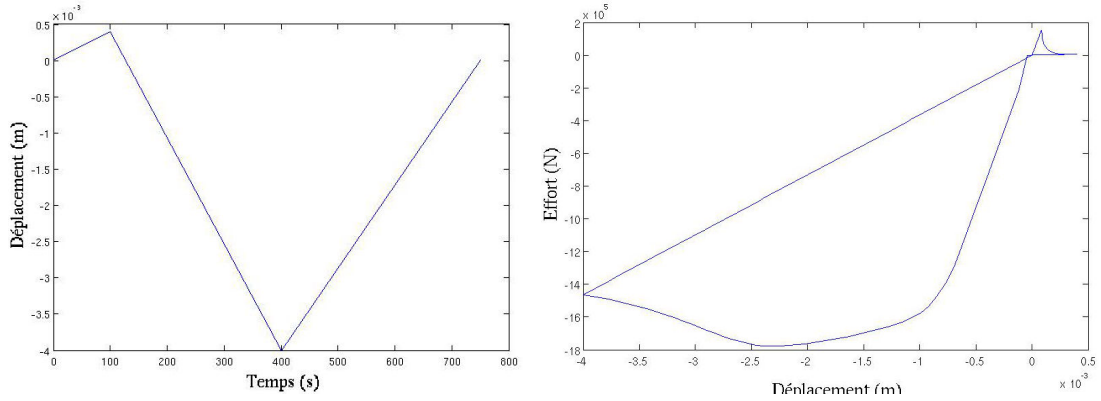
Ces variables sont ensuite re-combinées selon l'équation suivante :

$$d = \mathcal{H}\left[\mathrm{Tr}(\boldsymbol{\sigma})\right] d^{+} + \left(1 - \mathcal{H}\left[\mathrm{Tr}(\boldsymbol{\sigma})\right]\right) d^{-} \tag{III.3.14}$$

Afin de mieux reproduire le comportement de la maçonnerie pour des sollicitations de compression donc de prendre en compte son comportement rigidifiant puis adoucissant, nous avons modifié la loi d'évolution pour la variable d'endommagement en compression $D_{-}$. Nous nous basons sur la forme de la loi d'évolution du béton en compression proposée par Mazars (1986) :

$$D_{-} = 1 - (1 - A_c)\frac{\varepsilon_0^{-}}{Y^{-}} - A_c \exp[-B_c(Y^{-} - \varepsilon_0^{-})] \tag{III.3.15}$$

avec $A_c$ et $B_c$ des paramètres du modèle permettant de contrôler la forme de l'évolution de $D_{-}$. Cette dernière variable se recombine de la même façon que la variable $D_{-}$ initiale du modèle. Les évolutions en traction et en compression du modèle modifié sous chargement monotone sont illustrées en figure III.26, sous chargement cyclique en figure III.25. On observe bien le caractère unilatéral du modèle. Cette loi d'évolution permet ainsi d'avoir une phase non linéaire avant le pic de contrainte correspondant à ce qui peut être observé expérimentalement.



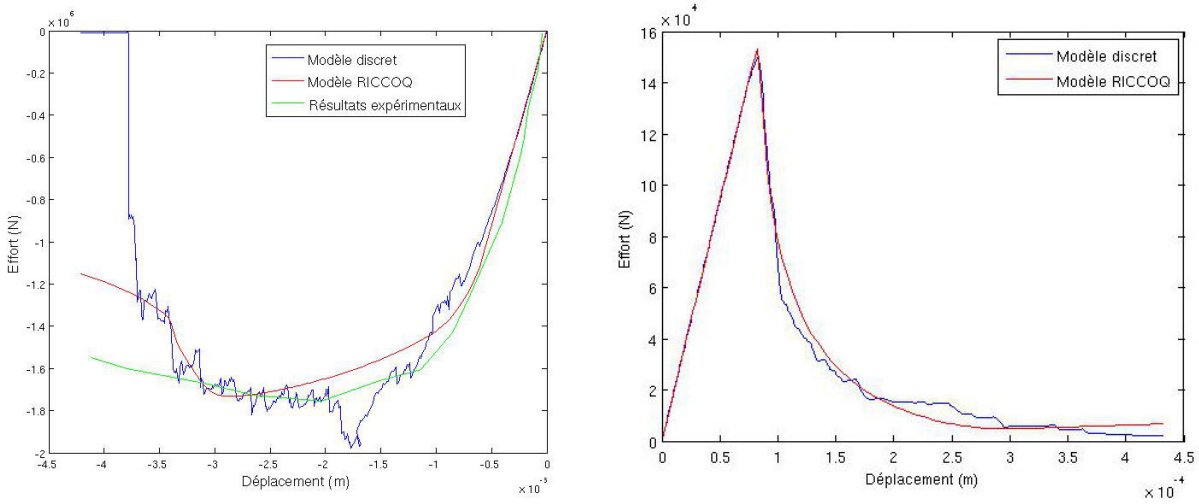

a) b)

Fig. III.25 Comportement sous chargement cyclique du modèle Riccoq modifié. a) Chargement cyclique appliqué. b) Évolution des efforts en pied en fonction des déplacements.

### d Calibration et validation du modèle continu homogénéisé Riccoq

Nous avons procédé à l'identification du modèle continu à partir des données de l'essai virtuel effectué avec le modèle discret, soit un essai en compression et un essai en traction. Les paramètres à ajuster sont donc le module d'Young, en traction la résistance et l'énergie de fissuration et en compression la déformation limite, et les coefficients $B_c$ et $A_c$ pilotant respectivement la courbure et l'orientation de la partie post-pic de la courbe.

Les paramètres élastiques, module d'Young, coefficient de Poisson et masse volumique, ont été pris identiques à ceux des essais expérimentaux et permettent d'obtenir des résultats très satisfaisants sans modification. En première vérification, la figure III.26a compare les comportements sous compression monotone des modèles discret et continu aux résultats du test expérimental de Silva. La figure III.26b montre que le comportement en traction du modèle continu correspond parfaitement à celui du modèle discret. On voit que le comportement global est bien reproduit et que les résistances sont correctement estimées dans les deux cas.




a) b)

Fig. III.26 Première vérification. a) Réponse en compression expérimentale et des modèles discret et continu. b) Réponse simulée en traction, pour les modèles discret et continu.

Nous avons ensuite utilisé le même test en cisaillement avec compression que cité plus haut pour poursuivre la validation. La figure III.27 apporte la validation de la réponse simulée avec le modèle en la comparant aux résultats expérimentaux. La réponse simulée est quantitativement similaire jusqu'à un déplacement de 4mm, puis, comme pour le modèle discret, diverge progressivement.

Les faciès de fissuration lors de l'essai en cisaillement pour les trois étapes, essais expérimentaux, modélisation discrète puis modélisation continue sont présentés en figure III.28. Si une comparaison quantitative de la fissuration n'est pas possible car nous n'avons pas accès aux 3 dimensions, on voit que qualitativement l'orientation des fissures est tout à fait pertinente. Les mécanismes d'endommagement utilisés sont donc corrects.

Le modèle matériaux ainsi calibré peut maintenant être utilisé à l'échelle de la structure. Pour ce faire, nous avons modifié ses paramètres élastiques pour tenir compte des spécificités de chaque église et des caractéristiques des matériaux définies lors du calage du modèle de la structure complète sur les mesures vibratoires in-situ, présenté au chapitre IV. Ce modèle sera utilisé au chapitre V où nous validerons ses résultats à l'échelle de la structure.

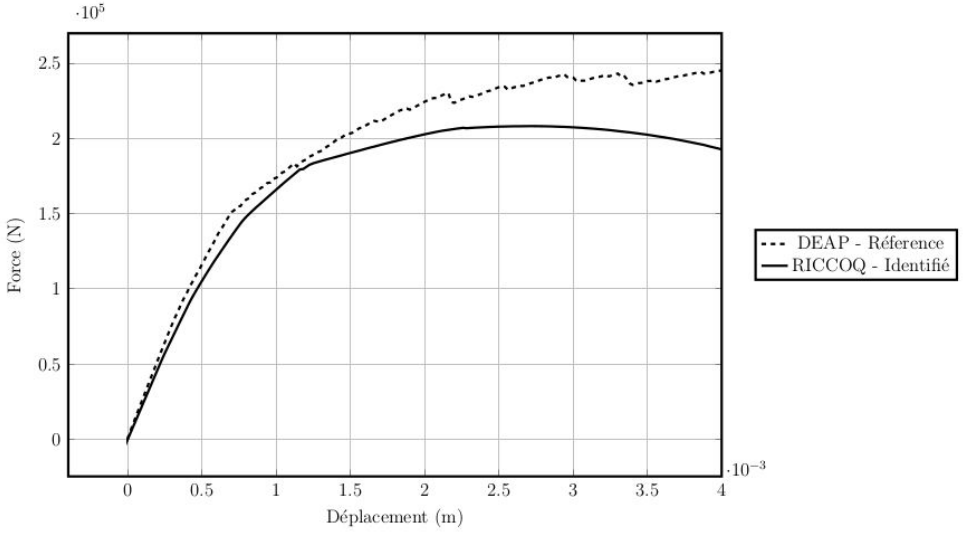



Fig. III.27 Validation de la réponse simulée en cisaillement, avec une compression constante de 1 MPa.

a) b) c)

Fig. III.28 Faciès de fissuration lors d'un test en cisaillement avec une compression constante de 1 MPa. a) Essai de Silva. b) Réponse du modèle discret. c) Réponse du modèle continu.

## III.4 Hypothèses simplificatrices de modélisation

La double contrainte du traitement de bâtiments entiers (Cf II) et de la grande échelle impose d'adopter certaines hypothèses simplificatrices, que nous justifions ici, afin d'atteindre un niveau de complexité structurelle et de détails satisfaisant. Les mesures réalisées sur la structure, présentée et utilisées au chapitre IV, nous permettront de contrôler ces hypothèses et éventuellement de les affiner.

### III.4.1 Modélisation d'éléments simples

#### a Les clochers, campaniles et clochers-murs

**Le Campanile** (Fig II.30c) des chapelles n'a été maillé que quand il contenait une cloche de plus de 300kg, ce qui signifiait qu'il était de taille, section et élancement, assez importante. Dans ce cas, nous avons modélisé uniquement les poteaux d'angles et quatre poutres représentant

la flèche afin de tenir compte de son élancement et de placer la cloche à la bonne hauteur. En revanche les petits campaniles ouverts ont été simplement représentés par quatre masses ponctuelles, deux sur le pignon d'entrée et deux sur les murs gouttereaux. En effet ce type de structure est fait d'un empilement de pièces de bois posé sur une poutre transversale reposant directement sur les murs.

**Les clocher-murs** (Fig II.30b) ont été modélisés par des éléments plaques puisqu'il s'agit de la continuation de la façade au-dessus du toit. D'autre part, leur masse est non négligeable, notamment en Maurienne où ils sont couverts de lauzes.

**Les clochers** (Fig II.30a) sont modélisés en éléments plaque pour la partie maçonnée tandis que la partie en charpente, beffroi compris, est modélisée de façon très simplifiée en éléments poutre. La pertinence de ces hypothèses et des conditions aux limites utilisées pour modéliser les interactions avec le sol et avec la nef sera discutée au paragraphe IV.3.2 puisque les mesures réalisées sur la structure nous permettront alors de définir le degré de simplification le plus approprié.

#### b Les tirants

Nous avons expliqué le rôle et l'importance des tirants et chaînes au paragraphe II.2.2.d. Ces tirants sont fixés dans les murs par des clés d'envergure suffisante pour répartir l'effort sur une grande surface de maçonnerie et éviter son éclatement localisé. Si la clé est réalisée correctement, l'arrachage du tirant survient par ruine de la maçonnerie et n'est donc pas le premier signe de dommage dans l'édifice. Nous les avons donc modélisés par des éléments poutres, encastrés dans la maçonnerie à leurs extrémités. Notons que nos avons testé l'utilisation d'éléments barre, permettant théoriquement de minimiser les temps de calcul. Toutefois, même dans le béton armé, il a été montré une certaine reprise de cisaillement par les armatures, qui pourraient être comparées ici aux chaînages. De plus, leur section est importante, ce qui suggère un comportement de type poutre avec effet transverse. Enfin, d'un point de vue numérique, la jonction d'éléments plaque et d'éléments barre est extrêmement coûteuse. En effet il faut ajouter des relations cinématiques entre les éléments, les premiers à 6 degrés de liberté, les second à 3 seulement. L'intérêt en terme de légèreté des éléments barre n'était alors plus vérifié. Nous avons donc retenu des éléments poutre. Cette hypothèse sera validée au chapitre IV.

#### c Les ouvertures

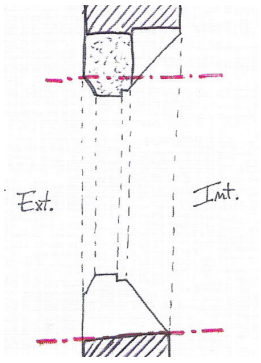



Fig. III.29 Ébrasement

L'embrasure des fenêtres a été prise en compte comme illustré sur la figure III.29. Pour l'appui de fenêtre, l'ouverture maximale de la baie a été représentée car dans ce mode de construction traditionnel l'embrasure est souvent constituée de maçonnerie ajoutée a posteriori. Pour la retombée, nous avons représenté une moyenne basse entre la hauteur intérieure et extérieure afin de tenir compte de la pierre servant de linteau. Nous avons représenté le haut des portes de la même façon.

#### d Le sol intérieur

Il n'a pas été représenté autrement que par son emprise sur les murs : joints, encastrement etc, qui sera discutée au paragraphe III.4.3. En effet, dans les chapelles, les sols sont en dalles

simplement posées sur le sol, voire juste en plancher ou terre battue. Même dans les églises classées pour lesquelles nous avons un peu plus de détails, il ne semble pas y avoir de traitement particulier du sol qui ajouterait à la raideur générale de l'édifice (MonuMAT, 2015). Seule l'église d'Avrieux possède une crypte. La masse supplémentaire des dalles posées sur le sol ne devrait donc pas changer la dynamique de l'ouvrage. En revanche, on a bien représenté la différence de niveau entre le chœur et la nef en indiquant le changement d'emprise sur les murs.

#### e Les mobiliers et décors

Aucun mobilier n'a été modélisé car même les retables ne participent visiblement pas à la structure de l'église. Ils représentent une masse considérable, retenue aux murs du chevet ou de retour de la nef par des tiges métalliques, mais avec un jour de plus de 10cm. Toutefois, il serait nécessaire, dans une étude plus poussée sur les bâtiments qui l'exigent, d'étudier la vulnérabilité de ces éléments en cas de séisme. On utilisera alors la technique des spectres de plancher préconisée dans l'EC8.

En revanche certains décors, notamment les entablements et moulures, constituent des masses importantes dépendantes de la structure. Les corniches faisant le tour des églises par exemple sont travaillées autour de pierres plates qui dépassent des murs ou des piliers de parfois plus de 30cm. Dans les églises types pour lesquelles nous souhaitons proposer une analyse complète, comme le mailleur permet une très grande flexibilité, nous les avons représentées par une masse répartie à la hauteur de la corniche sur toute sa longueur. Cette masse est calculée en fonction de la section de la corniche.

### III.4.2 Identification des trois zones critiques

En sus de ces éléments localisés, nous avons identifié trois zones critiques où les différentes stratégies de modélisations influent de façon importante sur le comportement du modèle (Limoge-Schraen *et al.*, 2015a). Il s'agit des fondations et de l'interaction sol structure (Cf. III.4.3), des voûtes (Cf. III.4.4) et de la charpente (Cf. III.4.5). Nous avons donc testé les différentes modélisations possibles afin d'une part de mesurer l'ampleur des variations dans les résultats et d'autre part de définir les simplifications a priori les plus adaptées à chaque configuration structurelle. Pour ce faire nous avons utilisé comme échantillon la chapelle Saint-Jacques-de Tarentaise (CSJT) dans le hameau de Boudin. Nous décrivons ici brièvement cette chapelle de référence pour le type le plus courant des chapelles d'alpage (Cf II.3.2.c). Dans toute la suite de ce chapitre, la direction X est transversale, parallèle au plan de la façade d'entrée, et la direction Y longitudinale, dans l'axe de la nef et orientée vers le chœur.

#### a Description structurelle

Comme illustré en figure III.30, c'est un bâtiment simple, de plan rectangulaire de 6m par 13. Il est composé d'une travée de nef et d'une travée de chœur, toutes deux carrées et voûtées d'arêtes. La façade, totalement symétrique, possède un portail en pierre avec entablement et clé sortante, ainsi qu'une niche en bois pour la statue du saint titulaire.

Les murs de 50 à 70cm d'épaisseur sont constitués de schiste, de calcaire et de cargneule. L'ébrasement intérieur des quatre baies est très important. Un tirant métallique au niveau de l'arc doubleau à la naissance des voûtes relie les deux murs gouttereaux en leur milieu.

Le chevet de la chapelle est plat et percé d'une ouverture rectangulaire située au-dessus du niveau des voûtes, dans les combles.

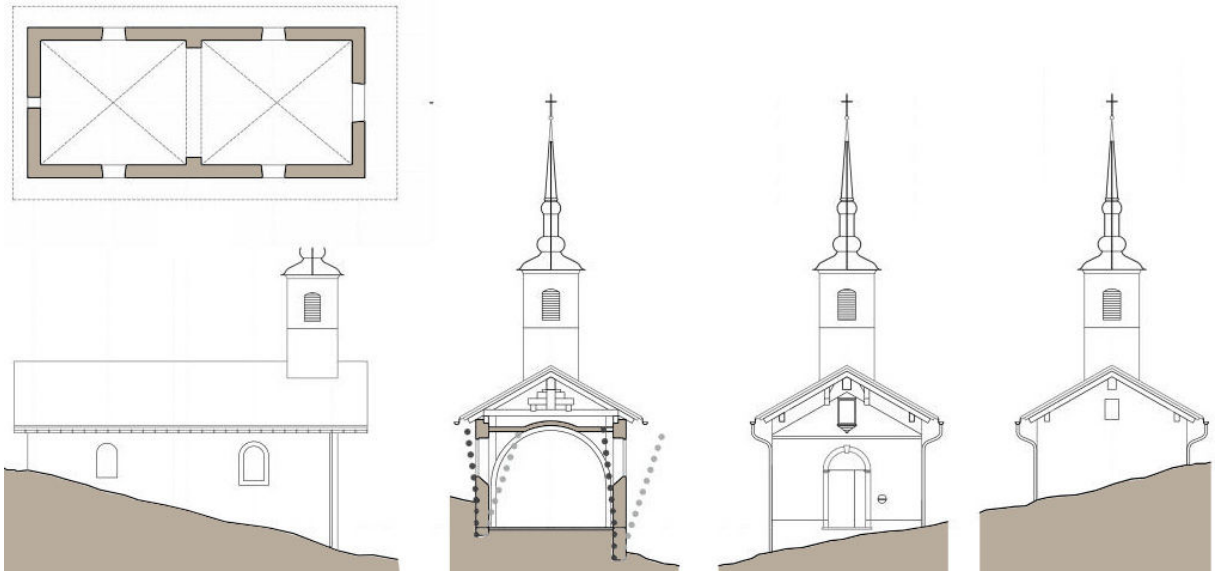


Fig. III.30 Chapelle Saint-Jacques de Tarentaise, Boudin : plan, élévation ouest, coupe transversale, élévations de la façade d'entrée et du chevet.

### b Abords, pente et fondations

a) b)

Fig. III.31 Site de la chapelle Saint-Jacques-de Tarentaise, Boudin. a) Cadastre : bas du village, la chapelle occupe la parcelle 920. b) Forte pente. La chapelle est située en bas à droite.

Comme on peut le voir sur le cadastre en figure III.31a, la chapelle n'a pas de mitoyen. Le dénivelé est fort dans tout le village (Fig III.31b), conduisant à une différence de 1m entre les bords droit et gauche de la façade d'entrée, face à la vallée. Ceci explique qu'on accède à l'intérieur par une marche en pierre d'une hauteur maximale de 50 cm. De même le niveau intérieur dans l'angle ouest de la chapelle est au-dessus du niveau du sol extérieur. Pour les mêmes raisons, le chevet de la chapelle est au contraire enterré en grande partie. On mesure 2,1m de terre au-dessus du sol intérieur de la chapelle à gauche de l'autel et 2,7m à droite.

Nous n'avons pu faire aucun relevé des fondations. Compte tenu de la petite taille de la chapelle et de sa situation dans un hameau périphérique de la paroisse, nous avons supposé que les fondations étaient les mêmes que pour les chalets environnants, soit des massifs de maçonnerie

identique à celle des murs et de même largeur. Étant donnée le fort dénivelé, nous avons supposé qu'elles s'enfonçaient de 30 cm sous le point le plus bas visible : sol intérieur dans les parties où la chapelle est enterrée ou point le plus bas des façades quand le sol intérieur est en surplomb par rapport à l'extérieur.

#### c Couverture et charpente

La charpente est extrêmement simple avec une gitte au niveau de l'arc doubleau intérieur sur laquelle repose un poteau II.2.2.c. En plus de cette pièce transversale, la charpente est composée d'une panne faîtière et de deux pannes sablière, rondins de 25cm de diamètre, ainsi que de chevrons de 10 x 15 cm espacés de 70 cm entre axes. Les pannes dépassent de 1,3m en avant de la façade, formant un auvent.

Le toit est actuellement couvert d'ardoises, mais jusqu'au milieu du XXe siècle il s'agissait d'ancelles, comme expliqué aux paragraphes II.1.2.c et II.2.2.d. Le clocher est aujourd'hui couvert de bardeaux de cuivre pour la partie haute, et d'ardoises dans la partie basse. Le campanile à deux bulbes est en charpente bois à quatre appuis, empilée sur un élément de charpente. Pour mieux comprendre la structure de cet élément, on se reportera à la figure III.30.

Les voûtes sont en lattis stuqué et enduit et reçoivent un décor peint.

#### d État de conservation

La restauration de 2010 limite les dommages observables. Toutefois des photos d'archives nous permettent de mieux comprendre le comportement de l'ouvrage et de noter, en se référant au paragraphe I.2.2 pour plus d'explications sur les mécanismes de ruine :
- un déversement général des murs vers l'ouest
- une fissure sur la face extérieure du mur à l'angle sud-ouest de la chapelle, pouvant indiquer un mécanisme de rotation hors de son plan de la façade amplifié par l'absence de tirant longitudinal et la présence du campanile de grande taille à son sommet
- des fissures horizontales dans le chevet à la hauteur des murs gouttereaux, traduisant une rotation hors plan de sa partie supérieure, accentuée par l'absence de tirant longitudinal.
- une fissure verticale importante dans la partie haute de la façade d'entrée, accompagnée de fissures de cisaillement dans les panneaux latéraux de la porte. Ce phénomène dans le plan est amplifié par l'élancement de la façade et la surface de l'ouverture importante par rapport à celle du mur.
- la fissuration de la maçonnerie des murs gouttereaux autour des chevrons, sans doute due à la poussée de la charpente. Ces dommages sont à associer au déversement général.
- la torsion du campanile dont les quatre appuis ne sont plus tout à fait verticaux et l'écartement des deux appuis de la façade.

### III.4.3 Fondations

#### a Difficultés et enjeux

De nombreuses analyses sur monuments historiques sont faites en considérant la structure encastrée au niveau des fondations. Silva *et al.* (2012) par exemple bloquent ainsi les translations et les rotations de la ligne de fondation. Lourenco *et al.* (2015) affinent cette modélisation en statique en imposant un déplacement initial afin de retrouver la fissuration observée dans la superstructure .

Mais sous sollicitations sismiques, les structures génèrent des forces d'inertie qui introduisent du cisaillement et des moments de renversement à l'interface sol/structure. Ce phénomène est renforcé quand le système de fondation et/ou le sol n'est pas rigide : la structure se déplace, sa

base tourne. Pour les bâtiments très élancés et très souples, ce phénomène est négligeable devant les déplacements de la superstructure.

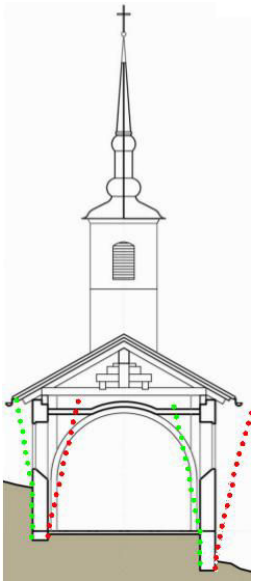


Fig. III.32 Influence de la pente sur les déformées.

Mais dans les cas où la structure est raide avec un système de murs porteurs, comme pour CSJT, les mouvements des fondations peuvent contribuer de façon significative à la déformation de l'ensemble. Ignorer ces phénomènes peut nous conduire à mésestimer fortement l'ampleur de la réponse sous séisme.
De plus, comme nous l'avons indiqué plus haut, la chapelle est dans un terrain fortement en pente, ce qui augmente la surface d'interaction sol/structure. En bloquant toute cette surface, on risque donc de surestimer la raideur de la chapelle donc de sous-estimer ses déformations et d'augmenter les efforts.
Comme illustré sur la coupe de la figure III.32, cette forte pente engendre aussi une unilatéralité dans les déformations possibles des murs. En effet, plus le talus est important et plus les murs devraient pouvoir se déformer d'avantage côté pente que côté talus.
Il est donc impératif de prendre en compte les effets de l'interaction sol-structure et des fondations en adaptant la stratégie de modélisation à chaque configuration de type d'édifice et de pente.

#### b Stratégies de modélisation testées pour les fondations

Nous avons donc formulé et testé différentes stratégies, modélisations des fondations ou conditions aux limites. Celles-ci sont détaillées et illustrées dans le tableau III.6. Ceci nous a permis de quantifier leur influence sur le comportement dynamique global de l'ouvrage et de discuter les avantages respectifs de chaque proposition.

#### c Résultats et conclusions

Nous avons procédé à l'analyse modale de chaque modèle jusqu'à une fréquence de 33Hz, comme recommandé dans l'EC8, pour avoir une vue d'ensemble de tous les modes susceptibles de participer effectivement à la réponse dynamique de la structure. Ceci nous a permis de comparer l'évolution des fréquences propres d'un modèle à l'autre. Pour le modèle F5, les conditions unilatérales interdisaient une analyse modale courante (Kerschen *et al.*, 2009). Nous avons donc identifié les fréquences propres grâce à des fonctions de transfert. Pour cela nous avons sollicité CSJT par un bruit blanc que nous avons synthétisé dans Cast3M. Puis nous avons extrait les déplacements en 12 points pertinents de la structure : les sommets des frontons et des murs gouttereaux au niveau du milieu des travées, du pilastre et des angles de murs. Les déformées modales et les masses modales participatives (MMP) de chaque mode ont été déterminées en décomposant les matrices de densité spectrale croisée en valeurs singulières. Cette méthode est décrite plus précisément pour des mesures sur site au paragraphe IV.1.3.

La figure III.33 montre que les différentes stratégies de modélisation des fondations proposées conduisent à une variabilité des fréquences propres et des masses modales participatives (MMP). Toutefois la tendance reste la même. En effet on retrouve toujours 2 modes de flexion dans la direction X, Flex-X1 autour de 2,7Hz et Flex-X2 7,2Hz, et 2 modes de flexion dans la direction Y autour de 3,1Hz pour Flex-Y1 et 11,6Hz pour Flex-Y2. Les déformées de ces modes sont effectivement très semblables, avec le même nombre de points d'inflexion et les mêmes phasages et déphasages, comme le montre le tableau III.7 présentant les déformées de ces quatre modes

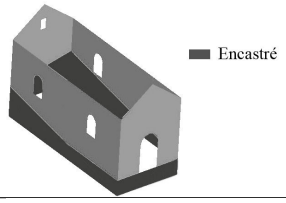
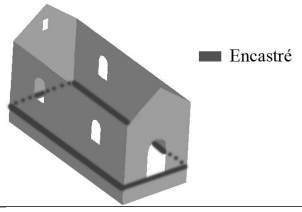
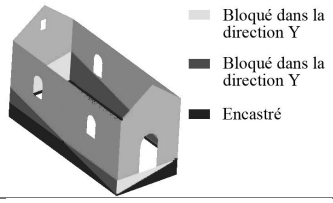
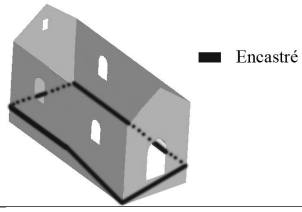
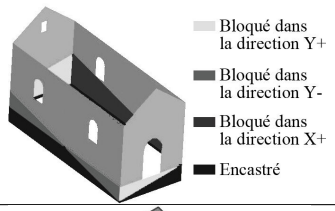
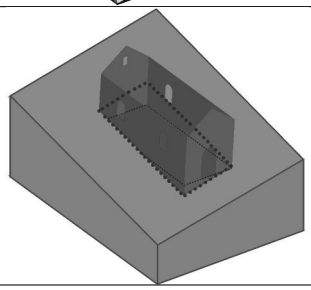
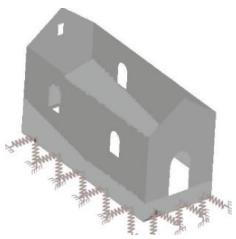
| Nom | Hypothèses de modélisation | Modèle structurel |
|---|---|---|
| **F1** |  | Encastrement de toute la surface des murs en contact avec le sol extérieur. |
| **F2** |  | Encastrement des lignes représentant le sol intérieur de CSJT. |
| **F3** |  | Blocage des déplacements normaux au plan de chaque façade dans la zone en contact avec le sol afin de tenir compte des talus. Le fond des fondations est encastré. |
| **F4** |  | Blocage en déplacement de la ligne de démarcation entre les fondations et le sol extérieur. La ligne de fond des fondations est encastrée. |
| **F5** |  | Conditions unilatérales sur les parties de chaque façade en contact avec le sol extérieur : les déplacements sont bloqués en X ou Y positif ou négatif en fonction de la position du talus. |
| **F6** |  | Modélisation d'un massif de sol tout autour de la chapelle. Ses dimensions sont 20 fois supérieures à celles de CSJT. Nous avons utilisé des éléments cubiques avec des fonctions d'interpolation linéaires, et considéré un sol rocheux, de masse volumique $\rho = 2700\text{kg/m}^3$. Chaque nœud du maillage de la structure situé dans une zone de CSJT en contact avec le sol extérieur est assujetti à suivre les déplacements du nœud du massif de sol en vis à vis. |
| **F7** |  | Modélisation de l'interaction entre le sol et la structure suivant la méthode Winkler, soit en substituant au sol une distribution continue de ressorts, ou appuis élastiques. Verdeyen (1965) donne plus de renseignements sur le calcul de cette prise en compte des fondations et de modélisation de l'interaction sol/structure et Imanzadeh *et al.* (2011) la comparent avec d'autres méthodes courantes. Ces ressorts sont construits sur chaque nœud du maillage en contact avec le sol extérieur et représentent l'impédance totale des fondations. Nous avons considéré un sol rocheux, de masse volumique $\rho = 2700\text{kg/m}^3$. |

Table III.6 Hypothèses de modélisation pour les fondations et l'encastrement des murs, modèles utilisés pour les conditions aux limites

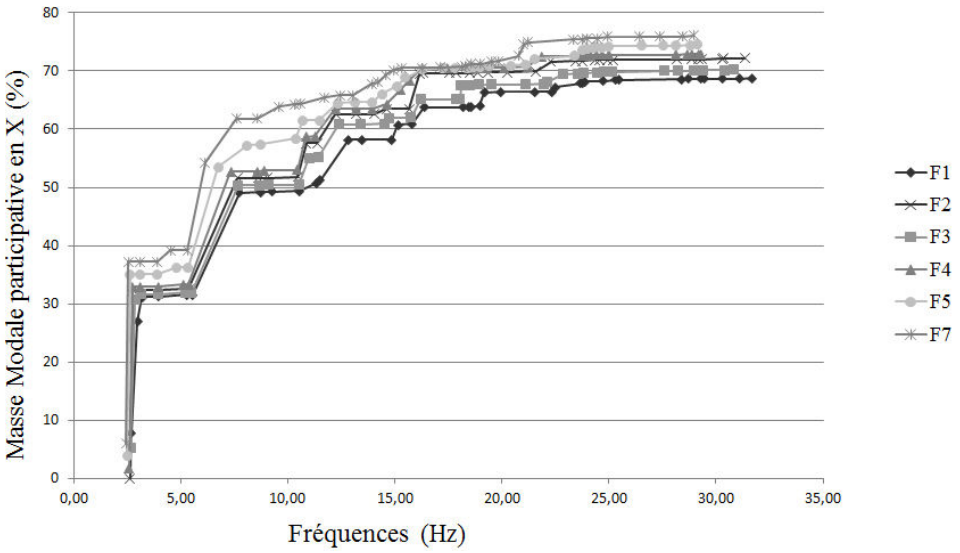



Fig. III.33 Fréquences propres et masses modales participatives (MMP) cumulées dans la direction X pour les différentes stratégies de modélisation des fondations.

pour les modèles F1 et F4.
Les différences entre les modèles s'accentuent avec l'augmentation des fréquences. Plus les fréquences sont élevées, plus elles sont dispersées d'un modèle à l'autre, ce qui tend à souligner que l'interaction sol-structure est plus marquée pour les hautes fréquences. Ainsi, l'écart type pour le mode Flex-X1, calculé avec les résultats des sept modèles, est de 0,02Hz autour d'une valeur moyenne de 2,73Hz, alors que l'écart type du mode Flex-X2 est de 0,45Hz autour d'une valeur moyenne de 7,21Hz. De même dans la direction Y, l'écart type pour le mode Flex-Y1 est de 0,001Hz autour d'une valeur moyenne de 3,11Hz, alors que l'écart type du mode Flex-Y2 est de 1,89Hz autour d'une valeur moyenne de 11,62Hz. Les différences sont plus marquées pour les modes élevés longitudinaux, ce qui s'explique par la géométrie de la chapelle et par la pente. En proportion de la surface de chaque façade, le chevet est plus contraint que les murs gouttereaux tout en constituant une masse moins importante.

Les MMP varient aussi d'un modèle à l'autre. Le tableau III.8 montre combien les pourcentages de MMP augmentent d'un modèle très contraint (F1) à un modèle qui l'est moins (F4). Les modes de F4 sont mieux individualisés et correspondent à plusieurs modes locaux de F1, reconnaissables à leur faible MMP. De plus le modèle F1 présente des modes mixtes ou de torsion comme le mode 3, qui combine des MMP équivalentes en X et Y. Ces caractéristiques se retrouvent dans tous les modèles. De F1 à F7, les MMP augmentent, les modes se simplifient et les fréquences diminuent.

Le modèle F1 correspond à la situation décrite au paragraphe précédent et qui nous a conduits à réaliser ces tests. Outre les déformées peu satisfaisantes décrites plus haut, l'analyse modale montre que cette stratégie conduit à une raideur très marquée du bas de la structure, dont les angles ne se déplacent pas avant une fréquence de 13,3Hz. Comme on peut le voir sur la figure III.33, les MMP sont très faibles : il faut monter jusqu'à 30Hz pour atteindre 80% dans les directions X et Y. On remarquera que le modèle F2 correspond au modèle F1 d'une chapelle sur pente nulle. La différence de résultats entre ces deux modèles montre bien à quel point la pente est un facteur important.

Les modèles F3 et F5 présentent des résultats assez proches en déformées, tandis que F4 et F5 présentent des résultats très similaires en terme de fréquences et de MMP. Mais F3 et F4 ne permettent pas de représenter les déformées souhaitées. Le modèle F5 est a priori celui

qui représente l'unilatéralité des déplacements de la façon la plus réaliste. Toutefois la prise en compte de l'unilatéralité dans la formulation des conditions aux limites impose des outils d'analyse plus complexes, comme l'analyse modale non linéaire utilisée par exemple par Kerschen *et al.* (2009). Ce type d'étude ne correspond pas à la légèreté recherchée, pour le modèle comme pour les outils d'analyse. De plus l'opérateur et l'option utilisés dans Cast3M pour mettre en œuvre cette stratégie de modélisation ne permettent pas de faire des analyses dynamiques, ce qui risque de gêner la réalisation des courbes de fragilité. Enfin le calcul est plus long que pour les autres stratégies, exceptée F6. Cette solution ne semble donc pas être la plus adaptée à notre projet.

Les modèles F6 et F7 présentent les fréquences les plus basses de tous les modèles testés. La stratégie utilisée pour F6 permet en théorie de prendre en compte de façon réaliste l'interaction

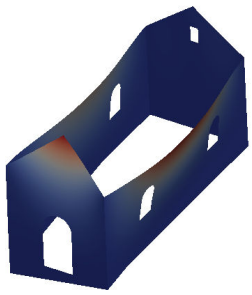
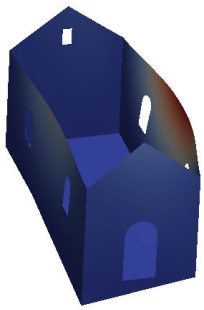
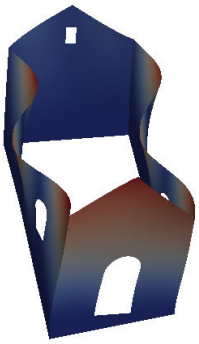
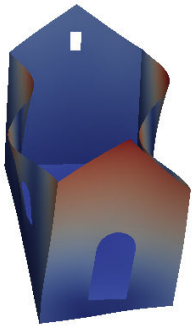
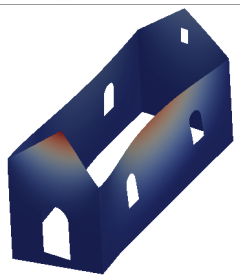
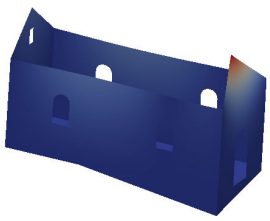
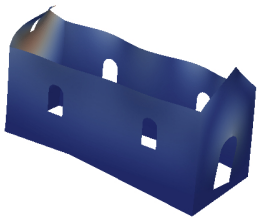
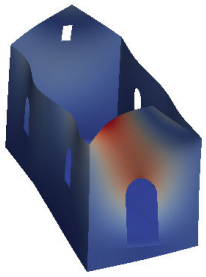
| | **Modèle F1 de CSJT** | **Modèle F7 de CSJT** |
|---|---|---|
| **Flex-X1** |  2,97 Hz ; 19,03% MMP dans la direction X |  2,54 Hz ; 31,25% MMP dans la direction X |
| **Flex-X2** |  7,73 Hz ; 17,61% MMP dans la direction X |  6,14 Hz ; 15,2% MMP dans la direction X |
| **Flex-Y1** |  3,19 Hz ; 6,56% MMP dans la direction Y |  2,54 Hz ; 11,2% MMP dans la direction Y |
| **Flex-Y2** |  14,84 Hz ; 14,09% MMP dans la direction Y |  10,56 Hz ; 22,56% MMP dans la direction Y |

Table III.7 Comparaison des déformées des modes principaux pour les modèles F1 et F7.

| **Modèle F1 de CSJT** | | | | **Modèle F4 de CSJT** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mode n°** | **Freq (Hz)** | **MMP X (%)** | **MMP Y (%)** | **Mode n°** | **Freq (Hz)** | **MMP X (%)** | **MMP Y (%)** |
| 1 | 2,69 | 7,91 | 0,87 | 2 | 2,73 | 31,10 | 0,08 |
| 2 | 2,97 | 19,03 | 3,09 | 3 | 3,1 | 0,04 | 10,16 |
| 3 | 3,19 | 4,28 | 6,56 | 4 | 3,92 | 0,00 | 5,37 |
| 4 | 3,96 | 0,01 | 5,30 | 7 | 7,34 | 19,31 | 0,00 |
| 7 | 7,73 | 17,52 | 0,00 | 11 | 10,83 | 5,68 | 0,01 |
| 12 | 11,50 | 0,56 | 5,21 | 12 | 11,26 | 0,04 | 11,90 |
| 13 | 12,82 | 6,91 | 0,16 | 13 | 12,21 | 4,71 | 0,11 |
| 15 | 14,84 | 0,01 | 14,09 | 15 | 13,95 | 0,00 | 18,54 |
| 19 | 18,18 | 0,00 | 8,18 | 20 | 17,35 | 0,07 | 8,04 |

Table III.8 Récapitulatif des modes présentant un pourcentage de MMP supérieur à 5% pour les modèles F1 et F4.

sol-structure et les phénomènes associés comme le glissement des fondations ou les déformations de tout ou partie des murs de façon unilatérale. Mais cette démarche conduit à des temps de calculs élevés, fonction notamment de la taille de l'édifice, du type d'éléments et des conditions aux limites imposées entre le massif de sol et la structure. La construction du maillage est d'autant plus difficile que le bâtiment est complexe et la pente forte. En effet il faut que les maillages du sol et de la structure soient compatibles.

De plus la structure sollicitée par les ondes sismiques devient un système vibratoire. Les ondes émises par l'interface entre cette structure et le massif de sol se propagent, certaines vers les limites du massif. Il est donc nécessaire d'utiliser des limites artificielles absorbantes pour traduire la radiation d'énergie dans un milieu déformable, continu et sans limite. À terme se poserait donc la question du mode d'application de l'accélération sismique. De plus ces limites alourdissent encore le fichier et nécessitent la modélisation d'un massif de sol non négligeable. Le nombre de degrés de liberté du système dans son ensemble est donc extrêmement élevé. Cette lourdeur est accentuée si l'on souhaite balayer une large gamme de fréquences. Les fréquences élevées nécessiteront un maillage plus fin, donc des capacités de calculs encore accrues. Ceci n'est guère en accord avec nos hypothèses simplificatrices de départ.

La stratégie F7 constitue donc une bonne alternative. En effet sa mise en œuvre est beaucoup plus légère tout en donnant des résultats intéressants (Imanzadeh *et al.*, 2011). Toutefois, F6 et F7 nécessitent une connaissance géotechnique du sol d'assise afin de le modéliser avec les caractéristiques mécaniques appropriées. Des ressorts de raideur nulle pour le modèle F7 créeront une situation libre-libre, tandis que des ressorts d'une raideur très élevée figureront un encastrement. Ceci montre bien que la nature du sol d'assise est importante, or nous n'avons pas d'informations à ce sujet. A grande échelle la réalisation de tests pour chaque édifice n'est pas envisageable. Pour pouvoir utiliser cette stratégie, il faudra donc trouver un moyen de valider les paramètres utilisés dans le modèle pour représenter les caractéristiques du sol d'assise.

En conclusion, la stratégie de modélisation des fondations devra être adaptée au type d'édifice, à la pente et à notre connaissance du sol d'assise. Si l'on possède des informations sur sa qualité, nous recommandons de le modéliser par la méthode Winkler, stratégie F7, comme nous le ferons par la suite (Cf IV.3.3). Nous montrerons en utilisant la modélisation d'un clocher et ses caractéristiques dynamiques, en section IV.3.2, que cette stratégie est bien la plus appropriée et permet d'éviter dans un premier temps les tests de sol.

Si aucune information sur le sol n'est disponible et si des mesures vibratoires comme celles décrites au chapitre IV ne sont pas possibles, le choix dépendra de la taille de la structure et de la pente. Pour une structure petite et donc naturellement plus raide, on privilégiera le modèle

F2 quelle que soit la pente. Ce modèle assez raide sera sécuritaire d'un point de vue ingénierie. En effet lors d'une analyse linéaire il décrira une réponse spectrale importante puisqu'à des fréquences élevées correspondent des accélérations élevées. Ce modèle permet tout de même des déplacements importants, critères très intéressants notamment dans un contexte où l'on préfère souvent les diagnostics basés sur des approches en déplacement (Cf paragraphe I.3). Pour une structure plus grande, la stratégie F4 n'apporte pas trop de raideur en première approche. Il faudra toutefois garder à l'esprit que cette modélisation sera d'autant plus imparfaite que la pente sera forte et le sol mou. Dans ce cas, on utilisera la stratégie F7 en faisant varier la raideur des ressorts dans une plage de valeurs représentant des sols proches de ceux du site étudié. Cela permettra de définir une plage de valeurs acceptables et d'estimer l'erreur à attendre.

### III.4.4 Voûtes

#### a Difficultés et enjeux

Comme nous l'avons expliqué au paragraphe II.2.2.d, la mise en œuvre des voûtes du patrimoine étudié diffère selon l'époque de construction et l'importance de l'édifice, regroupant voûtes en lattis et voûtes en maçonnerie de galets plus lourdes. Dans les deux cas, il arrive fréquemment que les voûtes soient construites après la mise en place de la charpente, ce dont attestent les entraits partiellement inclus dans la maçonnerie des voûtes. Il pourrait donc sembler pertinent de ne pas en tenir compte, notamment dans le premier cas où leur masse n'est pas très importante.

Toutefois, nous avons montré lors du recensement que la poussée des voûtes avait conduit plusieurs paroisses à ajouter des contreforts voire à modifier la section des murs en leur ajoutant un fruit important. Nous avons souligné aussi qu'à une époque plus moderne, des tirants avaient été ajoutés dans plusieurs églises de l'ensemble étudié. Enfin, les relevés des dommages, dans les églises comme dans les chapelles (Cf II.2.2.d), ont montré de nombreuses fissures dans les voûtes qui correspondent à plusieurs mécanismes de ruine expliqués au paragraphe I.2.2. Ceci prouve qu'au moins certaines des voûtes, y compris des chapelles, jouent donc un rôle important dans le comportement des ouvrages. Ne pas les modéliser reviendrait donc à sous-estimer les raideurs longitudinale et transversale de l'édifice, et à négliger totalement les poussées horizontales qu'elles génèrent à la jonction avec les murs. Il s'agit donc de quantifier ces composantes.

Vouloir décider du type de modélisation, voire de son absence, en fonction du matériau (lattis ou maçonnerie) paraît délicat. D'une part il n'est pas toujours possible d'en déterminer exactement le type, d'autre part de nombreuses voûtes en lattis comme en maçonnerie ont été "rénovées" au cours des XXe et XXIe siècles par une chape en béton sur tout leur extrados, ce qui les alourdit et les rigidifie. De plus, les mises en œuvre sont mal connues dans les deux cas puisque le phasage précis de la construction est inconnu.

Enfin, nous avons insisté au paragraphe II.2.3 sur les peintures murales de la quasi totalité des édifices. Si les voûtes ne sont pas modélisées, le diagnostic de ces fresques classées est compromis puisqu'on ne pourra l'évaluer qu'à partir des déplacements des murs gouttereaux. Or nous venons de montrer qu'en l'absence de voûtes modélisées, la raideur de la structure serait sans doute sous-estimée.

#### b Stratégies de modélisation testées pour les voûtes

Nous souhaitons donc étudier différentes stratégies de modélisation des voûtes pour quantifier leur influence sur le comportement global de l'ouvrage et déterminer la modélisation la plus appropriée à notre but. Afin de minimiser l'incertitude de la modélisation des fondations liée à

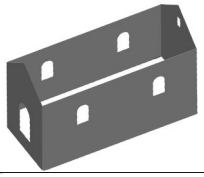
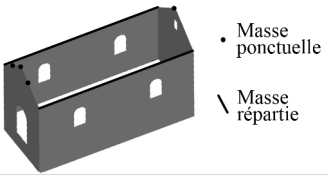
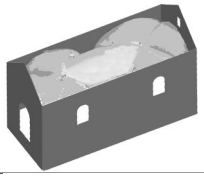
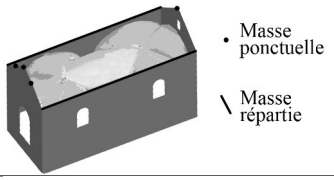
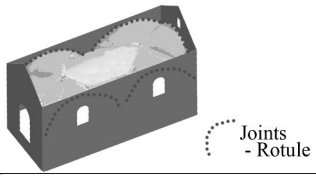
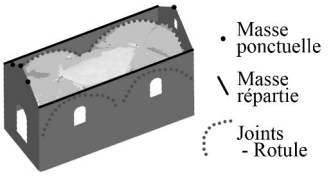
| Nom | Hypothèses de modélisation | Modèle structurel |
|---|---|---|
| **V1** |  | Structure en maçonnerie, sans les voûtes ni l'arc doubleau. |
| **V2** |  | Structure en maçonnerie, voûtes, arc et charpente modélisés sous forme de masses ponctuelles et linéaires en haut des murs. |
| **V3** |  | Structure en maçonnerie, voûtes et arc modélisés par des éléments plaques encastrés dans les plaques représentant les murs. |
| **V4** |  | Structure en maçonnerie, voûtes et arc modélisés par des éléments plaques encastrés dans les plaques représentant les murs, charpente modélisée par des masses ponctuelles et linéaires en haut des murs. |
| **V5** |  | Structure en maçonnerie, voûtes et arc modélisés par des éléments plaques articulés sur les plaques représentant les murs. |
| **V6** |  | Structure en maçonnerie, voûtes et arc modélisés par des éléments plaques articulés sur les plaques représentant les murs, charpente modélisée par des masses ponctuelles et linéaires en haut des murs. |

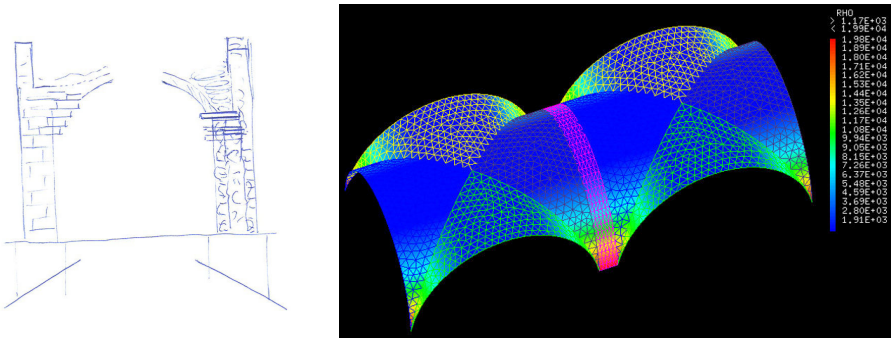
Table III.9 Stratégies de modélisations proposées pour les voûtes

la pente, nous utilisons le modèle F2 de CSJT, mais avec une pente nulle. Les 6 stratégies de modélisation testées sont récapitulées dans le tableau III.9.

La première, V1, ne tient pas compte des voûtes et peut donc être considérée comme le modèle de référence pour analyser l'influence des autres stratégies. Dans le modèle V2 les voûtes sont modélisées sous forme de masses équivalentes réparties en haut des murs gouttereaux, et de masses ponctuelles sur le fronton pour le porte-à-faux de toiture, le campanile et sa cloche. Cette modélisation correspondrait à des voûtes de construction très légère suspendues à la charpente.

Le modèle V3 tient compte de la participation des voûtes et de l'arc doubleau à la rigidité globale de l'édifice en les modélisant par des éléments plaque. V4 est identique à V3 mais tient compte de la charpente comme V2. Dans les modèles V3 et V4 les voûtes sont encastrées dans les murs pour décrire une mise en œuvre soignée concomitante à la construction des murs. Les édifices rustiques étudiés ici ne présentent pas de voûtes appareillées construites en encorbellement, mais une technique simplifiée partant du même principe : quelques pierres du mur dépassent au niveau de la naissance de la voûte, permettant une meilleure accroche (Fig. III.34a). En Tarentaise ce débord est important et caché dans les modénatures. On notera que dans les églises principales ce dispositif constructif s'accompagne systématiquement d'une diminution de

la section du mur au-dessus de la voûte pour économiser les matériaux. De plus, un calage poids parfois très important vient épaissir le rein de la voûte et contrer les poussées de celle-ci. Nous en avons tenu compte en créant un champ de masses volumiques pour les éléments plaque qui intègre le changement d'épaisseur de la voûte et la masse du calage poids, (Fig III.34b). Nous ne modélisons pas les voûtes à l'aide de poutres représentant les nervures comme dans Lourenco *et al.* (2015). En effet le mode constructif adopté ici ne permet pas de différencier les voûtains des nervures car celles-ci sont pour la plupart en trompe l'œil.

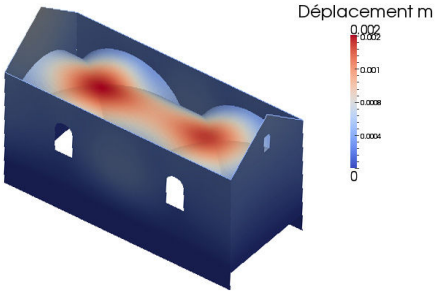



a) b)

Fig. III.34 Construction et modélisation des voûtes. a) Coupe transversale sur une travée voûtée. b) Modélisation tenant compte des changements de géométrie et de chargement : masse volumique variable des voûtes.

Les modèles V5 et V6 visent à décrire les voûtes construites après coup, où la liaison est potentiellement moins efficace. Ils reprennent respectivement les hypothèses des modèles V3 et V4, mais la jonction voûtes/murs est modélisée par des éléments joints, dont la raideur reprend celle de la maçonnerie des murs. Les déplacements relatifs sont donc bloqués jusqu'au seuil de résistance en traction, mais pas les rotations.

### c Résultats et conclusions




Comme on peut le voir en figure III.35 pour le modèle V3, les voûtes et l'arc doubleau engendrent des poussées horizontales, qui sont déjà non négligeables sous poids propre.

Fig. III.35 Déformation du modèle V3 sous poids propre.

La figure III.36 montre combien les 6 stratégies proposées conduisent à des résultats différents, tant en fréquences qu'en masses modales participatives. Sans surprise les modèles V2, V4 et V6 présentent des fréquences propres plus élevées que leurs modèles homologues V1, V3 et V5 et sont donc plus raides.

On note la présence de nombreux modes locaux, présentant de faibles pourcentages de MMP, dans les modèles V1 et V2. Ceci est dû à une très faible raideur de la structure dans la partie haute. Les modèles V4 et surtout V6 présentent le même phénomène dans une moindre mesure,

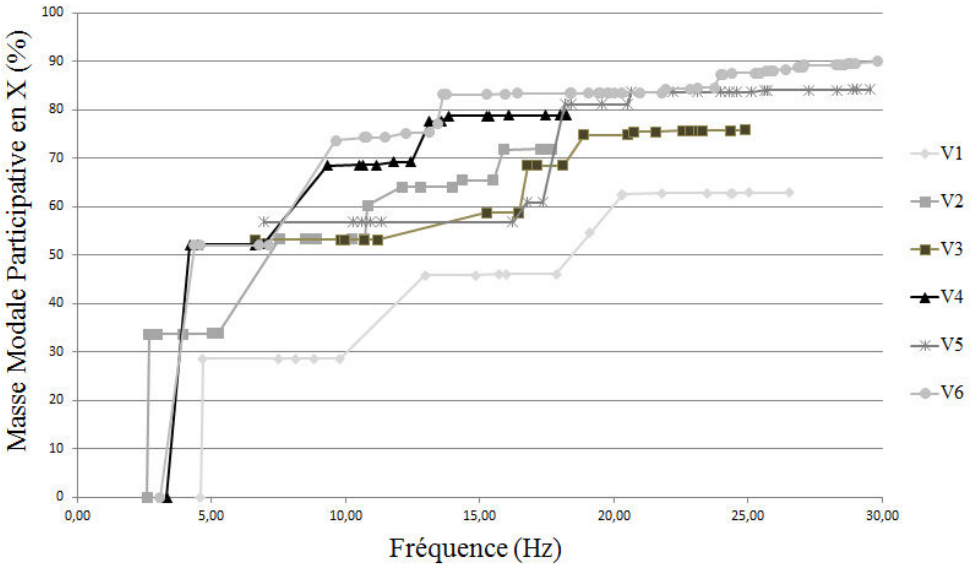



Fig. III.36 Fréquences propres et masses modales participatives (MMP) cumulées dans la direction X pour les différentes stratégies de modélisation des voûtes.

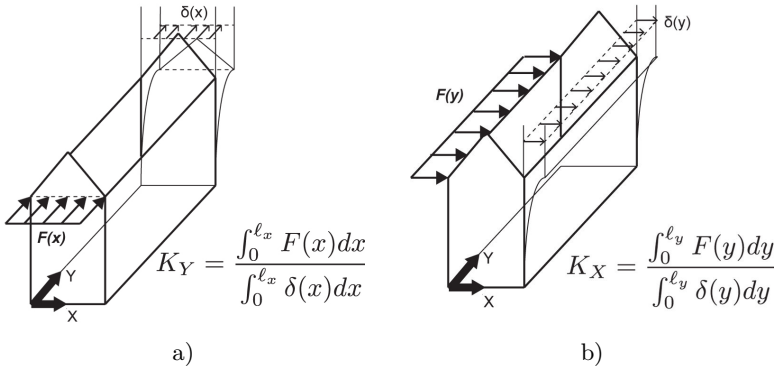



Fig. III.37 Évaluation de la raideur équivalente des modèles. a) Selon l'axe X b) Selon l'axe Y.

à cause de l'ajout de masses supplémentaires en tête de murs. Ceci montre que l'influence de la charpente est importante et devra être étudiée plus en détail. En effet, soumise aux forces d'inertie, elle compense en partie l'apport de raideur des voûtes.

Nous avons estimé les surplus de raideur apportés par les voûtes en calculant les raideurs globales des six modèles dans les directions X et Y. Pour calculer ces rigidités équivalentes, nous avons appliqué une force statique équivalente en haut des murs, comme illustré en figures III.37. Nous avons aussi tenu compte du poids propre des structures, ce qui explique les différences entre deux modélisations homologues mais où les masses en tête de murs représentant la charpente varient. Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.10 Le ratio entre la raideur du modèle V1 et du modèle V4 est de 6,62 selon l'axe X et seulement de 2,01 selon Y. Selon la direction X, ce ratio varie de 4,12 au niveau de l'arc doubleau à 11,01 en milieu de voûte. Ce surplus de raideur est donc très important. Ce même ratio entre les modèle V1 et V6 est respectivement en X et en Y de 6,47 et de 1,73. Les modèles V5 et V6 sont sans surprise plus souples que leurs homologues V3 et V4, particulièrement au milieu des travées. En effet le ratio de raideur selon la direction X des modèles V1 et V6 varie de 3,9 au niveau de l'arc doubleau à 9,97 en milieu de voûte.

| Modèle | Direction X Raideur équivalente (N/m) | Direction Y Raideur équivalente (N/m) |
|---|---|---|
| **V1** | 6,66E5 | 4,05E6 |
| **V2** | 6,67E5 | 4,06E6 |
| **V3** | 4,41E6 | 8,09E6 |
| **V4** | 4,42E6 | 8,13E6 |
| **V5** | 4,31E6 | 6,99E6 |
| **V6** | 4,32E6 | 7,05E6 |

Table III.10 Raideurs équivalentes dans les directions X et Y pour les modèles de voûtes.

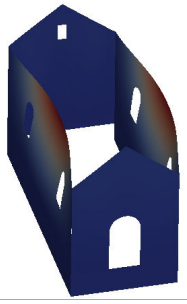
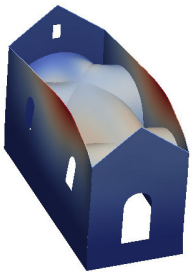
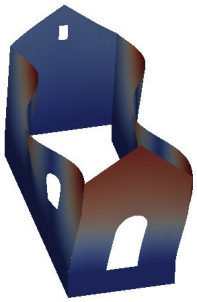
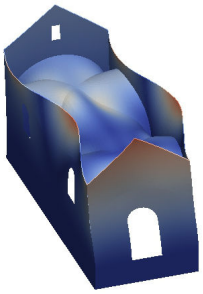
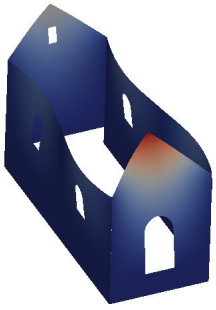
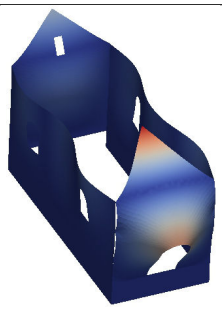
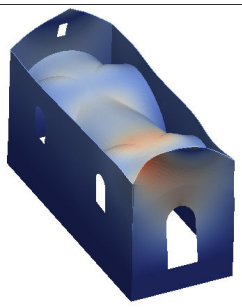
| | Modèle V1 de CSJT | | Modèle V4 de CSJT | |
|---|---|---|---|---|
| **Flex-X1** |  | 4,67Hz ; 28,56% MMP dans la direction X |  | 4,19Hz ; 52,16% MMP dans la direction X |
| **Flex-X2** |  | 12,96Hz ; 17,10% MMP dans la direction X |  | 9,30Hz ; 16,19% MMP dans la direction X |
| **Flex-Y1** |  | 7,48Hz ; 11,16% MMP dans la direction Y | | 3,33Hz ; 9,01% MMP dans la direction Y |
| **Flex-Y2** |  | 15,99Hz ; 12,98% MMP dans la direction Y |  | 12,44Hz ; 41,04% MMP dans la direction Y |

Table III.11 Comparaison des déformées des modes principaux pour les modèles V1 et V4.

Le tableau III.11 montre comment les déformées modale des modèles V1 ne semblent pas du tout acceptables. La même remarque peut être faire pour le modèle V2. On note en particulier

des modes où les murs gouttereaux sont en opposition de phase. Les déformées des modèles V5 et V6 ne sont pas satisfaisantes non plus au niveau de la jonction avec les murs, dès lors qu'il y a épaississement du rein des voûtes. En effet, les rotations visibles à ces emplacements ne sont guère compatibles avec la configuration illustrée en figure III.34a, où la surface de contact entre le mur et la voûte est importante. Les déformées de V4 semblent beaucoup plus pertinentes (Cf Tab III.11). D'autre part ces deux modèles nécessitent de calibrer les caractéristiques des éléments joints utilisés. Or ceci est d'autant plus problématique que, comme nous l'avons souligné, la mise en œuvre est inconnue. Enfin dans les voûtes en lattis stuqué, l'arc doubleau est le plus souvent un trompe l'œil, sans modification de la structure sur l'extrados entre les parties définies comme voûtes et arc sur l'intrados, comme dans les voûtes maçonnées. Il n'est donc pas pertinent modéliser ces arcs et de tenir compte de leur section apparente.

En conclusion, ne pas modéliser du tout les voûtes ne semble pas pertinent au vu de l'apport important de raideur et de masse. Il est nécessaire de les représenter avec leur géométrie réelle pour permettre une évaluation correcte des risques pour les fresques, la structure et les visiteurs. Nous apporterons une validation supplémentaire de cette conclusion au paragraphe IV.3.1.b. Nous proposons donc de modéliser les voûtes en lattis des chapelles à l'aide de la stratégie V5, et les voûtes maçonnées des églises à l'aide de la stratégie V3. Les modèles V4 et V6 ont montré que la charpente jouait un rôle important, dont la modélisation doit maintenant être discutée.

### III.4.5 Charpente et couverture

#### a Difficultés et enjeux

Comme pour les voûtes maçonnées, ne pas les modéliser du tout reviendrait à négliger une masse importante, notamment en Maurienne où les toitures sont pesantes. De même, ne les modéliser que sous forme de masses réparties et ponctuelles risque de nous conduire à sous-estimer la raideur de la structure (Casarin et Modena, 2008; Jaishi *et al.*, 2003; Pulido *et al.*, 2012). En effet, la déformée des modes Flex-Y1 et Flex-Y2 visible en figure III.7 montre que des modes prépondérants s'appuient sur une déformée notable des frontons, avec un déplacement relatif des 2 pignons très important. Or une panne devrait a priori minimiser ce phénomène.

Mais modéliser pièce par pièce la charpente semble tout aussi problématique. D'une part nous n'avons relevé partiellement qu'un petit nombre de charpentes, et à grande échelle un relevé complet de toutes les charpentes semble délicat à réaliser. En effet, il ne s'agit pas seulement de relever la dimension et l'emplacement de chaque élément, mais aussi de décrire chaque assemblage pour caractériser son mode de fonctionnement puisque les assemblages ne sont pas conçus pour travailler tous de la même façon (Hoffsummer, 2002). Parisi et Piazza (2008) montrent que ce sont aussi des éléments clés, qui peuvent être des points de fragilité importants et des zones de dissipation d'énergie sous chargement sismique. De plus, la description du matériau lui-même, anisotrope et vieilli, est délicate. Mouterde (2011) souligne que les caractéristiques actuellement prises en compte dans l'Eurocode 5, norme européenne pour le calcul des constructions bois, sont difficilement adaptables pour des édifices anciens. Comme les bois utilisés n'ont pas été triés, il faudrait affecter à chaque élément une valeur particulière prenant en compte ses défauts et qualités : mode d'équarrissage utilisé à l'époque, hétérogénéité des accroissements ligneux, défauts dus au séchage ou à d'éventuelles dégradations biologiques du matériau, qui sont des éléments difficilement quantifiables. D'autre part, modéliser chaque élément sera très coûteux en temps de mise en place comme en temps de calcul, notamment pour les églises où la charpente est complexe. De plus les charpentes observées sont toujours hyperstatiques. Il sera donc délicat d'étudier les raideurs relatives de chacun des éléments du modèle.

a) b)

Fig. III.38 Détérioration des liaisons bois-bois et bois-maçonnerie. a) Assemblage dans la charpente de Saint Gervais Saint Protais, Saint Gervais-les-bains. b)Jour entre le chevet maçonné et la panne sablière, Saint Loup, Servoz.

Ensuite se pose la question de la modélisation des assemblages bois anciens, sujet de recherche en soi. La plupart des assemblages observés – assemblages à mi-bois, assemblages par dévêtissement latéral avec queue d'aronde, assemblages par tenon-mortaise – sont réalisés par enlèvement de matière et complétés la plupart du temps par l'adjonction d'une ou plusieurs chevilles qui assurent le maintien de l'assemblage. Des propositions sont faites pour approcher de façon plus réaliste le comportement d'un assemblage en mettant en œuvre une loi de comportement du bois qui tienne compte de l'anisotropie, de la non-linéarité du matériau, des frottements et des contacts unilatéraux au sein d'un maillage tridimensionnel fin (Koch *et al.*, 2013). Mais leur mise en œuvre à l'échelle d'une structure entière n'est pas pertinente. De plus ces assemblages montrent le plus souvent des jeux importants, comme illustré en figure III.38a. Il peut s'agir de dommages anormaux ou d'évolution naturelle. En effet ces assemblages, même parfaitement taillés à l'origine, ont été fait sur du bois vert dont le retrait a modifié les longueurs d'assemblage de chaque barre en fonction de la place de l'élément dans l'arbre lui-même : un retrait sur une orientation transversale est plus important qu'un retrait radial, et encore plus qu'un retrait axial. Il n'est donc pas possible de savoir si les écarts mesurés sont d'origine, voulus ou non. Selon Mouterde (2011) il n'est donc pas pertinent de les considérer comme des encastrements, hypothèse pourtant retenue par les manuels de charpentier.

La même question se pose pour la description de l'interface entre la charpente et les parties maçonnées. Dans les chapelles, il n'y a qu'une seule sablière sur chaque mur gouttereau. Dans les églises le plus souvent, un double cours de sablières repose sur chaque mur et sert d'appui aux entraits* des fermes principales et aux blochets* des fermes secondaires. Dans les deux cas, la force de gravité et les frottements de ces sablières* sur la maçonnerie doivent empêcher le déplacement horizontal. Nous n'avons repéré au cours de nos observations aucun dispositif d'ancrage des sablières sur les maçonneries. Le décollement ou soulèvement de tout ou partie des charpentes est donc parfaitement possible, ce qui modifie complètement leur statique. Ceci est d'autant plus probable que cette liaison rudimentaire est le plus souvent très détériorée comme on peut le voir en figure III.38b.

Enfin, sous chargement sismique, des difficultés supplémentaires apparaissent, notamment à propos de la dissipation de l'énergie. Il faut savoir si elle se produit au niveau des assemblages comme cela est envisagé dans l'Eurocode 5 ou s'il y a dissipation par déplacement et frottement sur les appuis maçonnés. De plus Parisi et Piazza (2008) ont montré en laboratoire qu'un

assemblage traditionnel de type tenon-mortaise pouvait dissiper de l'énergie. Mais les autres assemblages n'ont pas été étudiés. De plus, il faudrait confirmer la validité de cette conclusion à l'échelle de la structure.

### b Stratégies de modélisation testées pour la charpente

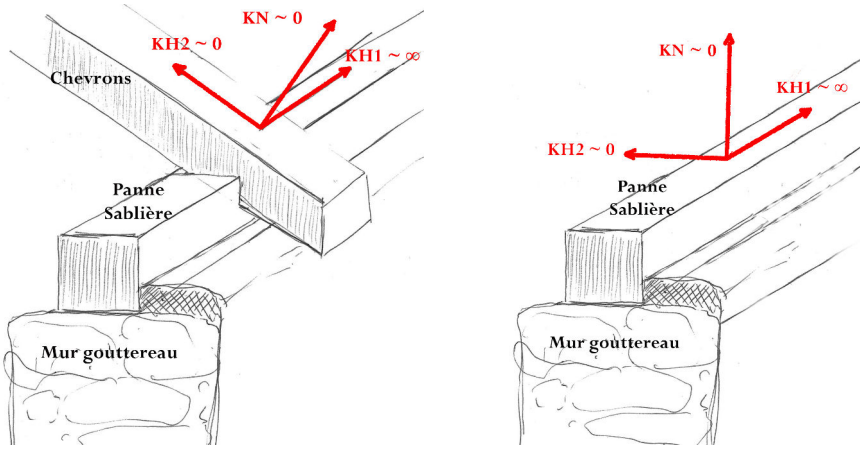
Poursuivant notre stratégie de modélisation pertinente mais aussi légère que possible, nous souhaitons quantifier l'influence de 8 stratégies de modélisation de la charpente sur la raideur globale de l'édifice. Les caractéristiques des modèles les plus intéressants sont récapitulées dans le tableau III.12

| **Modèle** | **Conditions aux limites** | | |
|---|---|---|---|
| | **Panne faîtière** | **Panne Sablière** | **Chevrons** |
| **C0** | Masses linéaires et ponctuelles en haut des murs | | |
| **C1** | encastrement | | |
| **C2** | rotule | libre | rotule |
| **C3** | rotule | | |
| **C4** | encastrement | encastrement | rotule |
| **C5** | rotule | encastrement | rotule |
| **C6** | éléments joints | éléments joints | rotule |
| **C7** | éléments joints | | |

Table III.12 Stratégies de modélisations proposées pour la charpente

Nous avons utilisé comme modèle de référence la stratégie V1 proposé pour les voûtes : un modèle de CSJT sur une pente nulle et sans voûte, afin de ne pas multiplier les incertitudes et de garder le modèle le plus simple possible. Le modèle C0 correspond donc au modèle V2, où la charpente est modélisée sous formes de masses répartie et ponctuelles en haut des murs, et sera pris comme référence pour les comparaisons. Pour les sept autres modèles, nous nous intéressons à trois interfaces qui concentrent les incertitudes : les liaisons bois/bois, ici des chevrons sur la panne faîtière et les pannes sablières ; les liaisons bois/maçonnerie des pannes sablières sur les murs gouttereaux et enfin les liaisons bois/maçonnerie des pannes dans les murs pignons.

Pour chaque cas, nous envisageons 3 façons de les modéliser : un encastrement, une rotule réalisée grâce à un élément joint de raideur infinie en déplacement dans les trois directions, ou des




a) b)

Fig. III.39 Caractéristiques des éléments joints. a) Liaison bois/bois, exemple des chevrons sur les pannes sablières. b) Liaison bois/maçonnerie, exemple des pannes sablières.

éléments joints dont les caractéristiques varient selon les directions. Les joints représentant les assemblages bois/bois doivent permettre le déplacement hors des mortaises ou encoches, comme illustré en figure III.39a. Les joints représentant les assemblages bois/maçonnerie doivent permettre l'arrachage de la pièce de bois sur sa petite section ou le soulèvement des pannes sablières, comme illustré en figure III.39b pour ces dernières. Nous traduisons ce comportement numériquement en utilisant une raideur très faible pour le joint dans les directions de déplacement possible, et des raideurs très élevées dans les autres directions.

### c Résultats et conclusions

De façon général, ces modélisations conduisent à un très grand nombre de modes locaux, auxquels ne participent que des éléments de charpente. Les 12 modes premiers modes de C7 présentent moins de 0,01% de MMP. Nous avons donc choisi de nous concentrer sur les modes globaux, pour lesquels la MMP est supérieure à 5% et qui sont donc susceptibles de concerner la maçonnerie.

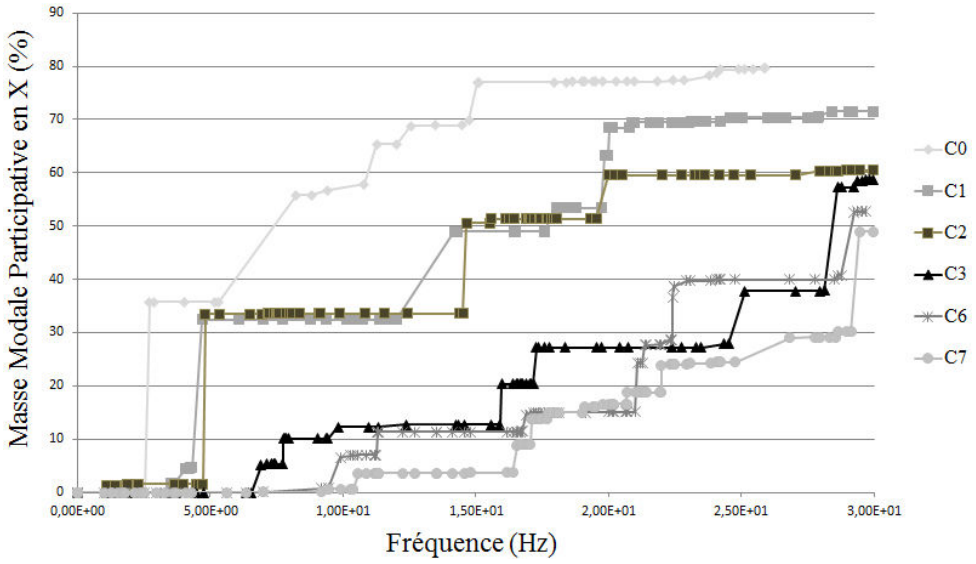


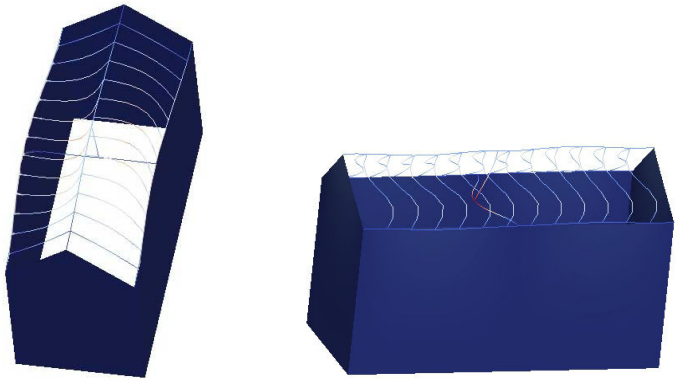

Fig. III.40 Fréquences propres et masses modales participatives (MMP) cumulées dans la direction X pour les différentes stratégies de modélisation de la charpente.

La figure III.40 montre que, comme pour les fondations, les différentes stratégies de modélisation proposées conduisent à une variabilité des fréquences propres et masses modales participatives (MMP) pour CSJT. Toutefois la tendance reste la même. Dans tous les cas deux modes de flexion en X et deux modes de flexion en Y se distinguent. La figure III.41 présente les déformées des modes Flex-X1 et Flex-Y1 pour le modèle C3. On remarquera en comparant ces déformées à celles de la figure III.7 que l'ajout de la charpente n'a pas modifié l'allure globale des déformées.

En revanche la dispersion des résultats est beaucoup plus importante d'un modèle à l'autre que pour les fondations. Ainsi, l'écart-type pour le mode Flex-X1 est de 1,48Hz autour d'une valeur moyenne de 4,65Hz, et l'écart-type du mode Flex-X2 est de 1,56Hz autour d'une valeur moyenne de 6,91Hz. Comme pour les fondations, cette dispersion augmente pour les modes plus élevés.

On note aussi que la présence de la panne sablière réduit considérablement l'importance des modes en Y. Alors que dans le modèle C0 Flex-Y1 présente une MMP de 10%, elle n'est plus que de 5% pour C3.

Les trois interfaces avec encastrement ne semblent pas acceptables au vu des relevés sur place



a) b)

Fig. III.41 Déformées modales de C3. a) Flex-X1, 25,7% de MMP, 4,63Hz. b) Flex-Y1, 5% de MMP, 6,88Hz.

| Modèle | Direction X Raideur équivalente (N/m) | Direction Y Raideur équivalente (N/m) |
|---|---|---|
| **C0** | 6,75E5 | 4,07E6 |
| **C1** | 1,31E6 | 5,86E6 |
| **C2** | 6,88E5 | 5,70E6 |
| **C3** | 7,11E5 | 5,78E6 |

Table III.13 Raideurs équivalentes dans les directions X et Y pour les 4 premiers modèles de charpente.

des assemblages traditionnels et des dommages listés plus haut. Cette conclusion est confirmée par Doglioni et Mazzotti (2007). Les rotations ne peuvent pas être empêchées, quelle que soit la zone d'intérêt. Le modèle C1 tout encastré augmente drastiquement la rigidité globale du modèle notamment dans la direction X, comme on peut le voir en comparant les raideurs équivalentes calculées pour les modèles C0 et C1 exposées en tableau III.13.

Les possibilités de déplacement offertes par les modèles avec des joints génèrent des modes supplémentaires par rapport aux quatre autres modèles. Il s'agit notamment de modes verticaux et de modes mixtes. On retrouve aussi les quatre modes principaux cités plus haut Flex-X1, -X2, -Y1 et -Y2, avec des masses modales légèrement plus élevées que pour le modèle C3. Ces stratégies de modélisation sont donc pertinentes mais ne peuvent être utilisées en l'état pour un diagnostic structurel. En effet, les caractéristiques mécaniques des éléments joints sont numériquement arbitraires. Même en supposant que la résistance à la rotation est nulle, il faudrait les calibrer sur des essais visant à qualifier les 3 déplacements. En l'état, les modèles ne peuvent apporter que des informations comparatives. De plus, ces modèles sont très lourds à mettre en place, même sur un édifice aussi simple que CSJT.

Pour classer les stratégies de modélisation en fonction de leur influence en terme de raideur globale, nous avons estimé la raideur équivalente des quatre premières stratégies, en utilisant la même technique que pour les voûtes (Cf. fig III.37). Contrairement à ce que nous attendions, la dispersion des résultats est faible. Une fois le modèle C1 éliminé car irréaliste, on s'aperçoit que le modèle le plus simple C0, qui ne prend en compte que la masse de la charpente, ne montre pas une raideur significativement plus faible que les stratégies C2 et C3 qui modélisent explicitement la charpente.

De plus, en comparant les surplus de raideur apportés par la charpente à ceux causés par les voûtes (Cf tableaux III.13 et III.10), on voit que l'influence de la charpente est très faible par rapport à celle des voûtes. Dans la direction X, même en considérant le modèle C1 que l'on sait

beaucoup trop raide, la raideur est seulement 1,94 fois supérieure à celle du modèle C0, alors que pour les voûtes, la raideur du modèle V4 est 6,62 fois supérieure à celle du modèle V2 (ou C0) dans la direction X.

En conclusion, à grande échelle, une modélisation même simplifiée de la charpente sera lourde à mettre en place. Il faudra donc, pour que l'investissement soit rentable, que la modélisation apporte des informations supplémentaires fiables et précises, que l'on puisse attendre de la charpente un effet particulièrement notable suite aux relevés ou bien que la charpente en soi soit l'objet de l'étude par sa valeur. Dans ce but, le modèle C7 est le plus approprié mais nécessite un travail important en amont pour caractériser correctement les éléments joints en fonction du type d'assemblage et de leur état ainsi que de l'état de la surface de contact entre le bois et la maçonnerie. Pour ce faire, des tests en laboratoire sur des assemblages reproduisant l'état réel des vieux assemblages seront indispensables.
Mais sans informations supplémentaires et au vu du coût supplémentaire engendré par la modélisation de la charpente, les différences relativement faibles entre le modèle C0 et les modèles à joints ou articulations nous autorisent à conserver le premier. Cette stratégie de modélisation sous formes de masses ponctuelles et réparties en haut des murs nous permet de simplifier au maximum le modèle et de réduire les coûts de calcul.

# Chapitre IV

# Validation de la stratégie de modélisation par mesures in-situ

Ce chapitre est dévolu à la validation des modèles numériques complexes paramétrés que nous avons proposés, afin de pouvoir fournir des analyses structurelles et a fortiori dynamiques, satisfaisantes. Or nous avons souligné au paragraphe I.1.3 combien il était difficile d'en avoir la connaissance approfondie nécessaire. Les mesures possibles sont nécessairement localisées dans un édifice choisi et ne pourront lever qu'une partie des inconnues. Elles ne sont en aucun cas applicables de façon pertinente à un vaste ensemble de structures complexes, aussi bien pour des raisons de coûts que de moyens. Le travail exposé dans ce chapitre présente donc un double objectif.

D'une part nous voulons acquérir des connaissances sur les propriétés mécaniques de la maçonnerie utilisée sur les édifices traités, et ce pour l'ensemble du patrimoine étudié. En effet, aucune étude architecturale et structurelle systématique n'avait jusqu'ici été entreprise. De plus, comme nous l'avons expliqué au paragraphe II.2.3.d, ces édifices ne présentent pas d'enjeu opérationnel en cas de séisme et sont situés dans une zone à sismicité modérée, ce qui constitue une difficulté supplémentaire puisque les ressources mobilisables pour étudier ce risque y sont plus limitées.

D'autre part, nous voulons nous assurer de la pertinence des modèles proposés au chapitre III. Il est nécessaire de valider les hypothèses de modélisation retenues et de vérifier que les modèles numériques décrivent bien le comportement dynamique des édifices. Depuis une dizaine d'années, les mesures sous bruit vibratoire ambiant se développent. Karatzetzou *et al.* (2014) ont montré différentes applications et leur importance dans le domaine des monuments anciens : caractérisation des sols, localisation de zones endommagées, choix de modèles numériques. Ces techniques de mesures sont particulièrement bien adaptées au bâti ancien car elles sont non invasives et non destructives. Nous souhaitons donc utiliser cette méthode pour l'adapter à des bâtiments complexes.

Nous présenterons en section IV.1 un état de l'art des méthodes de mesures utilisées. Nous décrirons les principes et méthodes de l'Analyse Modale Expérimentale, l'intérêt de cette technique sous bruit ambiant, ainsi que les informations disponibles et leurs utilisations.

Nous détaillerons à la section IV.2 les différents outils utilisés au cours de ces trois dernières étapes de la méthode globale proposée pour générer les modèles. Nous décrirons d'abord les *mesures réalisées*. Puis nous détaillerons la *méthode d'optimisation* que nous utilisons pour pro-

céder aux différents calages successifs. Enfin nous expliquerons l'*importance et la méthode de choix des paramètres et de la fonction cible* utilisée pour l'optimisation.

Puis nous discuterons en section IV.3 les résultats obtenus lors de ces différentes étapes en expliquant les tests réalisés qui nous ont permis d'affiner la méthodologie proposée.

Enfin, nous proposerons en section IV.4 une validation de la méthode. Nous montrerons qu'elle est bien adaptée d'une part à l'échelle du bâtiment, en l'appliquant à un autre édifice de l'ensemble et d'autre part à l'échelle du patrimoine entier. Elle nous a en effet permis de proposer une autre validation des types structuraux définis au paragraphe II.3.

# IV.1 Analyse vibratoire in-situ sous bruit ambiant : état de l'art

## IV.1.1 Principe et objectifs de l'enregistrement in-situ

### a Principe général

L'étude du comportement dynamique des structures de génie civil relève de la dynamique des milieux continus. Toutefois compte tenu de la complexité de forme et de composition des solides impliqués, seul l'usage de simplifications permet de déterminer des solutions pratiques, les solutions analytiques rigoureuses n'existant que pour quelques composants simples. Corrélativement les approches numériques tridimensionnelles contemporaines, comme les éléments finis que nous utilisons ici, sont basées sur la méthode de discrétisation spatiale des équations différentielles spatio-temporelles de la dynamique sur un maillage de l'espace. Le bilan des forces en présence pour une structure à base supposée fixe fait apparaître :

- la somme des forces externes $S(t)$ comme les sollicitations du sol, le vent, la gravité...
- la force de rappel élastique, proportionnelle au déplacement $U(t)$ de la structure
- les forces de viscosité, supposées proportionnelles à la vitesse $U'(t)$ de la structure
- la force d'inertie $MU''(t)$, opposée à l'accélération.

L'équation fondamentale de la dynamique s'écrit alors :

$$MU''(t) + CU'(t) + KU(t) = S(t) \tag{IV.1.1}$$

*M, la masse*, est constante si l'on exclut les modifications ponctuelles de la structure ou de son usage, comme l'a montré Clinton *et al.* (2006) pour la Millikan Library. M ne dépend pas de l'amplitude du déplacement, sauf en cas d'endommagement sévère avec ruine de parties de la structure lors de très fortes sollicitations.

*K, la rigidité globale du système*, est constituée de celle de la structure base-fixe et de celle liée à l'ancrage de la fondation dans le sol. Elles peuvent toutes deux varier en fonction de facteurs extérieurs, comme la température et la teneur en eau du sol de fondation (Clinton *et al.*, 2006) ou l'ajout ou la suppression de murs de remplissage (Hans *et al.*, 2005). Sur les bâtiments anciens, Ramos *et al.* (2010) ont montré que les fréquences propres du beffroi de Mogadouro augmentaient avec la hausse de la température et baissaient avec l'augmentation du taux d'humidité dans l'air d'environ 0,2Hz autour de 2,6Hz. Antonacci *et al.* (2001) soulignent, grâce à des tests au marteau, les modifications du comportement dynamique de la basilique S.Maria di Collemaggio après des travaux de renforcement. K varie également en fonction de l'amplitude des sollicitations, d'abord à cause des fissures préexistantes puis, après le début de l'endommagement sous fortes sollicitations, à cause de l'ouverture de nouvelles fissures et des ruptures successives des éléments raidisseurs.

*C, l'amortissement*, est sans doute le paramètre le moins bien connu. Ses variations n'ont jamais clairement pu être reliées à l'amplitude de la sollicitation (Dunand, 2005). Dans la littérature, l'approximation d'un amortissement visqueux, proportionnel et constant, est utilisée la plupart du temps, mais c'est une simplification forte de la réalité.

En dehors du domaine plastique et des transformations ponctuelles, le comportement d'une structure peut donc être décrit par un système d'équations différentielles linéaires du second ordre à coefficients constants. Il existe une base de mouvements élémentaires, ou vecteurs, dans laquelle tout mouvement de la structure s'exprime comme une combinaison linéaire de ces vecteurs de base ou *modes*. Le nombre et la répartition des modes d'une structure dépendent intrinsèquement de sa géométrie et de ses paramètres physiques $M$, $K$ et $C$. Chaque mode $n$ est caractérisé par sa période d'oscillation $T_n$, sa fréquence de résonance associée $F_n$ ou sa pulsation $\omega_n = 2\pi F_n$, son amortissement $\xi_n$, sa déformée modale dans l'espace $\phi_n$ et son coefficient de participation de la masse au mouvement $\gamma_n$. L'objectif de l'analyse modale est de déterminer ces modes donc ces caractéristiques de manière à décrire plus simplement une structure pour la modéliser.

L'Analyse Modale Expérimentale (AME ou Operationnal Modal Analysis, OMA) exploite les signaux enregistrés in-situ afin de définir les caractéristiques "réelles". En appliquant la transformée de Fourier à l'équation de la dynamique (Cf. Eq. IV.1.1), on définit la fonction de réponse en fréquence $H(\omega)$ (FRF - Frequency Response Function), qui correspond au ratio entre la réponse du système en déplacement $U(\omega)$ et la force excitatrice $S(\omega)$ et dépend directement de ses caractéristiques. La FRF correspond donc au facteur d'amplification de la réponse du système soumis à une excitation extérieure et est définie ainsi, avec $K$ et $M$ les matrices respectivement de raideur et de masse de la structure, et $\omega$ et $\xi$ respectivement sa pulsation et son amortissement :

$$H(\omega) = \frac{U(\omega)}{S(\omega)} = \frac{1}{K}\frac{1}{1-(\omega/\omega_n)^2 + i[2\xi(\omega/\omega_n)]} \tag{IV.1.2}$$

Il est ensuite possible de calculer l'amplitude et la phase de cette fonction complexe :

$$|H(\omega)| = \frac{1/K}{\sqrt{[1-(\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\xi(\omega/\omega_n)]^2}} \qquad tan[\phi_H(\omega)] = -\frac{2\xi(\omega/\omega_n)}{1-(\omega/\omega_n)^2} \tag{IV.1.3}$$

En négligeant l'amortissement, les solutions à l'équation de la dynamique peuvent s'écrire :

$$U(t) = \sum_{i=1}^{n}[A_i \cos(\omega_i t) + B_i \sin(\omega_i t)]\phi_i \tag{IV.1.4}$$

avec $\omega_{i...n}$ les fréquences propres dont les carrés constituent la matrice diagonale $\Omega$ et $\phi_{i...n}$ les vecteurs propres, constituant les colonnes de la matrice modale $\Phi$, soit :

$$\Phi = [\phi_1 \phi_2 ... \phi_n] \qquad et \qquad \Omega = Diag[\omega_1^2, \omega_2^2, ...\omega_n^2] \tag{IV.1.5}$$

Les relations d'orthogonalité permettent d'écrire :

$$K\Phi = M\Phi\Omega \tag{IV.1.6}$$

En multipliant d'abord les matrices de masse et de raideur du système par la transposée de la matrice modale, puis en les multipliant par la matrice modale, on peut écrire :

$$\Phi^T M\Phi\ddot{u}(t) + \Phi^T K\Phi u(t) = 0 \Rightarrow \ddot{u}(t) + \Omega u(t) = 0 \tag{IV.1.7}$$

Ceci permet de découpler les équations de chaque système à un degré de liberté composant le système, comme illustré en figure IV.1. L'AME consiste à résoudre le problème inverse. Il faut déterminer les valeurs de $M$, $C$ et $K$ connaissant l'équation de mouvement du système $u(t)$, les conditions initiales et les fonctions d'excitation. En effet, on cherche à obtenir des informations sur des systèmes mal connus dont on souhaite caractériser les paramètres structurellement pertinents.

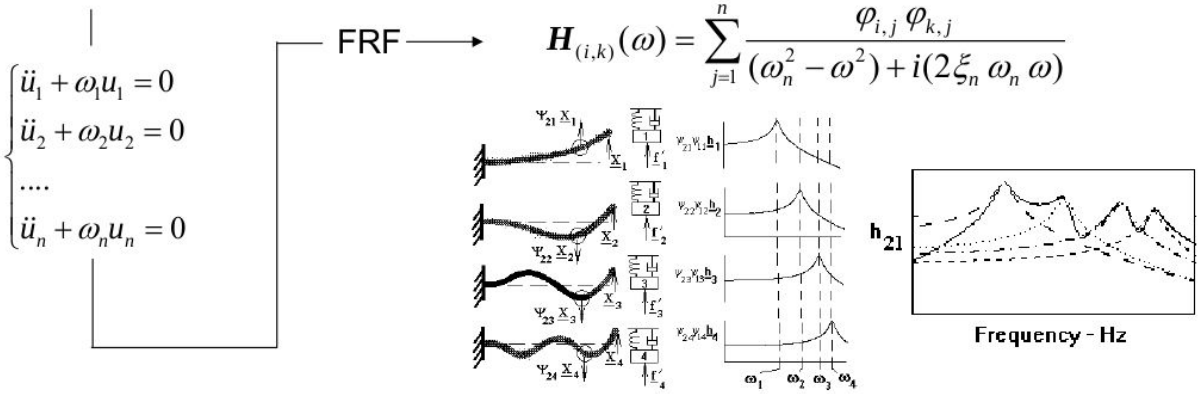



Fig. IV.1 Découplage des équations de chaque mode, d'après Avitabile (2012)

### b Outils d'analyse de la pertinence d'une base modale : Modal Assurance Criterion (MAC) et Coordinate MAC (CoMAC)

La matrice de corrélation modale ou MAC est utilisée pour comparer deux ensembles de vecteurs ou deux bases modales dans notre cas. $\Phi_1$ et $\Phi_2$ contiennent respectivement N1 et N2 vecteurs ou déformées. Le nombre de modes déterminés dans chaque série peut être différent, $N1 \neq N2$, mais la dimension de chaque vecteur soit le nombre de degré de liberté, doit être la même. La matrice de MAC associée à ces deux bases s'écrit :

$$MAC(\phi_1, \phi_2) = \frac{|{}^t\Phi_1\Phi_2|^2}{[{}^t\Phi_1\Phi_1][{}^t\Phi_2\Phi_2]} \tag{IV.1.8}$$

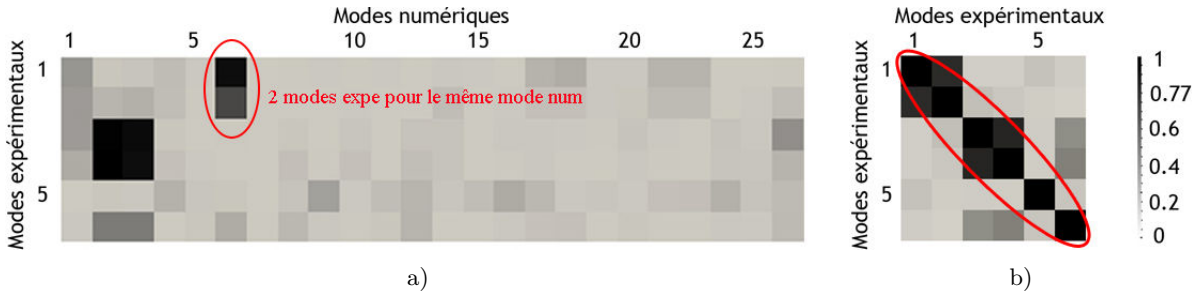
La composante ij de cette matrice est le produit scalaire du vecteur propre $i$ de la base $\Phi_1$ et du vecteur propre $j$ de la base $\Phi_2$. Les vecteurs propres correspondant à des valeurs propres différentes étant orthogonaux entre eux, la matrice $\Phi_1\Phi_1$ est diagonale pour une base parfaite. Dans le cas d'une base imparfaite, suite à des imperfections de mesures par exemple, elle présente des valeurs non nulles sur la diagonale. Elle permet donc de quantifier le degré de corrélation entre chaque paire de vecteurs par un seul nombre compris entre 0 et 1.

- $(MAC)_{i,j} = 1$ Le ième vecteur de $\Phi_1$ est colinéaire au jème vecteur de $\Phi_2$, c'est-à-dire que les déformées propres sont identiques. Il y a une corrélation parfaite.
- $(MAC)_{i,j} = 0$ Les deux vecteurs sont orthogonaux, les déformées très différentes.

Dans la pratique, quand les coefficients de corrélation sont supérieurs à 0,7 on considère que les modes sont corrélés, de façon bien satisfaisante à partir de 0,8. En dessous de 0,4 Gentile et Saisi (2004) estiment que la corrélation est inexistante. De plus la notion de correspondance entre deux modes doit évidemment inclure la proximité des fréquences propres. Deux modes ne peuvent être appariés que si leurs fréquences propres sont voisines. Allemang et Brown (1983) décrivent plus en détail ce critère et Allemang (2003) souligne les précautions d'utilisation.

Le critère MAC permet par exemple de comparer la base modale issue des mesures expérimentales et celle obtenue grâce au modèle numérique et donc de mesurer la qualité du modèle numérique, comme on peut le voir sur la figure IV.2 a). Ici les valeurs du MAC $< 0{,}76$ pour tous les modes montrent que ces modes sont très différents. De plus le même mode numérique est corrélé à deux modes expérimentaux différents, ce qui n'est pas acceptable. Le modèle ne convient donc pas pour prédire le comportement de la structure. De la même façon, il est possible de comparer une base modale avant et après un événement sismique pour quantifier l'endommagement et son impact sur les déformées.

Le critère MAC peut aussi être calculé sur une même base modale en "autoMAC". Son utilisation sur un jeu de données expérimentales permet notamment de vérifier la capacité des




a) b)

Fig. IV.2 Matrices MAC de NDG. a) Bases modales expérimentale (6 modes) et numérique (modes entre 0 et 25Hz) avant calage du modèle : modes doubles, seulement 4 correspondances avec un MAC maximum à 0,76. b) AutoMAC, base modale expérimentale, 6 modes. Il manque des capteurs pour distinguer plus clairement les modes 1-2 et 3-4.

capteurs à séparer les modes. En effet deux modes propres différents sont orthogonaux et donc, s'ils sont identifiés correctement, la valeur du critère MAC correspondant doit être proche de zéro. Si les capteurs sont insuffisants ou mal positionnés, l'orthogonalité de deux modes propres ne sera pas détectée correctement : modes 1-2 et 3-4 sur la figure IV.2 b). Á la limite un capteur unique donnera toujours une valeur de 1 pour le MAC comme on peut le constater sur la formule IV.1.8. Sur l'AutoMAC numérique, on pourra vérifier si les modes prépondérants sont proches en fréquence ou s'il s'agit en fait d'un même mode mal caractérisé.

Nous avons aussi utilisé un indicateur supplémentaire, le CoMAC (Coordinate Modal Assurance Criterion) (Hunt, 1992; Lieven et Ewins, 1988). Comme le MAC, c'est un indicateur d'erreur en déformée. Il vise à déterminer quels degrés de liberté (DDL), capteurs ou nœuds du modèle numérique, contribuent à une mauvaise valeur de MAC. Une fois les paires de modes constituées, numérique/expérimental dans notre cas en utilisant le MAC, il mesure la correspondance qui existe entre les deux bases modales pour chaque degré de liberté. Il est donc nécessaire que chaque mode possède sa paire dans l'autre base modale. Il est aussi compris entre 1 et 0. En calculant le CoMAC pour tous les DDL de la structure, on peut donc repérer au niveau de quel nœud se situent les plus grosses erreurs en déformée. Son expression est la suivante pour le degré de liberté $q$, avec $r$ le numéro de mode, et $M$ le nombre de paires de modes constituées entre les bases $\Phi$ et $\Psi$ :

$$CoMAC(q) = \frac{\sum_{r=1}^{M} |\Psi_q^r \Phi_q^r|^2}{\sum_{r=1}^{M} (\Psi_q^r)^2 \sum_{r=1}^{M} (\Phi_q^r)^2} \tag{IV.1.9}$$

### c Différents objectifs de l'AME

Gueguen *et al.* (2013); Michel (2007) soulignent la multiplication de techniques d'acquisition de plus en plus performantes, qui ouvrent de nouvelles possibilités. De nouveaux moyens d'acquisition apparaissent, basées sur des mesures Lidar terrestres (Gueguen *et al.*, 2010)), des mesures de vibrations par radar (Gentile et Bernardini, 2010) ou par corrélation d'image prises par des caméras rapides et haute résolution (Moretti et Rossi, 2011). Ces innovations facilitent l'acquisition d'informations et multiplient les points de mesures possibles, même à grande échelle. Il est donc maintenant plus aisé de chercher des solutions pour le diagnostic des structures existantes. C'est pourquoi les deux dernières décennies ont vu se développer l'évaluation non-destructive de l'intégrité des structures. On peut distinguer trois objectifs principaux.

1) Ces techniques permettent le *recalage ou identification de modèle* (pour une explication du principe de base en mécanique : (Balmès, 1997)). L'AME exploite les signaux enregistrés in-situ afin de définir la base modale "réelle" de la structure traitée : fréquences propres et déformées des modes propres principaux (Cf section IV.1.1.a). La comparaison de ces résultats avec ceux du modèle numérique proposé a priori permet de déterminer la pertinence de ces derniers. En modifiant des paramètres d'entrée du modèle, comme les caractéristiques des matériaux constitutifs ou certaines hypothèses simplificatrices de modélisation, de façon à rapprocher ses caractéristiques modales des mesures sur le bâtiment, on peut le rendre plus fiable. L'enregistrement de vibrations ambiantes permet donc d'établir un modèle reproduisant le comportement élastique d'un bâtiment. Michel *et al.* (2010) ont montré la pertinence de cette méthode pour fixer les propriétés élastiques et les conditions aux limites d'un modèle numérique 3D, dans le but d'évaluer la réponse sismique de l'hôtel de ville de Grenoble, en particulier sous sollicitations sismiques modérées. Michel (2007) utilise ainsi les mesures réalisées sur plusieurs types structurels du bâti grenoblois pour caler des modèles numériques simplifiés. Les modèles modaux établis à partir des enregistrements de vibrations ambiantes et représentant le comportement élastique des structures permettent de définir leur courbe de fragilité pour le premier niveau de dommage. Ce niveau de dommage caractérise la fin du domaine de validité du modèle, car il définit l'apparition des premières fissures.

2)Nous avons vu que l'*endommagement d'une structure*, par un séisme par exemple, modifie sa raideur, son amortissement voire sa masse. Il a donc des effets directs sur ses paramètres modaux : baisse de fréquence, modification des déformées, qui peuvent donc être utilisés comme des paramètres quantitatifs pour caractériser l'endommagement. Ainsi le suivi des fréquences d'un bâtiment permet d'effectuer une surveillance de l'état d'endommagement des structures (Structural Health Monitoring, SHM) comme l'ont démontré Dunand *et al.* (2004) après le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003. Ce type d'instrumentation et d'AME aident à décider de la nécessité d'une intervention sur une structure suite à un séisme par exemple.

3) Une fois un état d'endommagement détecté, on cherche à *localiser et à quantifier ce dommage*. Les méthodes expérimentales existantes s'appuient en général sur la variation des formes modales, ces dernières étant reliées à la matrice de rigidité de la structure. Les tentatives de localisation d'endommagement par réseau dense de capteurs sur la base des paramètres modaux comme pour la quantification de l'endommagement, ont échoué. Ivanovic *et al.* (2000) l'ont montré dans un bâtiment endommagé par le séisme de Northridge en 1994. En effet, les déformées affectées par un endommagement local sont celles des modes d'ordres supérieurs, généralement peu excités et donc mal déterminés, que ce soit sous bruit de fond ou sous vibrations forcées. L'évaluation expérimentale des modes n'est pour l'instant pas suffisamment précise pour assurer une bonne localisation. Les méthodes explorées actuellement, analyse modale plus fine (Ching et Beck., 2003), étude de la propagation des ondes dans le bâtiment (Todorovska et Trifunac, 2007, 2008), ou recherche de nouveaux procédés de calage (DeRoeck *et al.*, 2005), ont encore une validité limitée au laboratoire.

Notons que Clinton *et al.* (2006); Herak et Herak (2010); Mikael *et al.* (2013) ont montré l'oscillation des caractéristiques modales des bâtiments autour de leur fréquence fondamentale sur de longues séries temporelles. Ils expliquent ce phénomène par la température de l'air ou de fortes précipitations modifiant les conditions de sol. Selon Mikael *et al.* (2013) des incertitudes sur l'origine physique de ces variations demeurent car tous les bâtiments testés ne présentent pas les mêmes tendances. Cependant, ces variations restent très faibles, inférieures à 0.1% en fréquence et 1% en amortissement, ce qui nous permet de confirmer la grande stabilité de ces mesures, et par conséquent leur intérêt pour l'analyse dynamique du bâti existant. D'autre part, dans le cas d'édifices historiques, Ramos *et al.* (2010) souligne qu'il est intéressant de surveiller ce phénomène qui peut traduire une hausse de l'humidité donc une détérioration possible.

#### d Intérêt de l'AME sous bruit ambiant pour les bâtiments historiques

Les mesures sous vibrations ambiantes et l'extraction des données modales sont particulièrement bien adaptées aux édifices anciens pour plusieurs raisons. Tout d'abord le protocole expérimental est simple et non-destructif. Les capteurs peuvent être simplement posés sur la structure instrumentée en cas de mesures temporaires. Cela réduit le temps d'installation, permettant de multiplier les points de mesures dans des bâtiments complexes, sans altérer la structure par des systèmes de fixation. Comme les capteurs disponibles actuellement sont de plus en plus performants et de moins en moins coûteux, il est possible de les multiplier même à grande échelle. De même, les systèmes d'acquisition se miniaturisent et sont tout à fait adaptés à des lieux peu accessibles comme les combles ou le sommet des clochers. D'autre part le protocole expérimental respecte les chartes internationales concernant le Patrimoine. Il n'interfère pas avec l'usage normal de la structure et ne crée pas de chargement additionnel permanent ou temporaire puisqu'on utilise les vibrations ambiantes. De plus celles-ci couvrent une large bande de fréquences (Cf section IV.1.2), ce qui permet d'inclure dans l'étude tous les modes significatifs. Enfin ces techniques s'inscrivent parfaitement dans la méthode idéale du diagnostic structurel du patrimoine historique regroupant des compétences variées (Cf section I.1.3) : recherche historique, inspection visuelle, relevé géométrique, tests in-situ et en laboratoire, modélisation. Dans le contexte des monuments historiques, ces mesures in-situ peuvent jouer un rôle clé.

Les mesures sous vibrations ambiantes et l'AME sur des édifices anciens sont toutefois un sujet de recherche assez récent. Les études de bâtiments entiers sont limitées dans la littérature. Aras *et al.* (2011) étudient un palais en maçonnerie des années 1860 à Istanbul ; Lourenco *et al.* (2012) l'église du monastère de San Geronimo, Portugal ou Jaishi *et al.* (2003) des temples népalais en maçonnerie. Casarin et Modena (2007) utilisent ponctuellement cette méthode pour le diagnostic structurel de la cathédrale Sante Maria Assunta en Emilie Romagne, Italie. Les références sont plus nombreuses pour des structures élancées et monolithiques (tours, ponts). En effet ce type de mesures y est particulièrement pertinent car elles sont plus sensibles aux sollicitations dynamiques, avec des déformées plus marquées et donc des signaux plus clairs. D'autre part l'élancement des tours combiné à la ductilité limitée de la maçonnerie provoque un comportement structurel presque fragile (Abruzzese *et al.*, 2009), ce qui les rend particulièrement vulnérables aux sollicitations sismiques. Ces dernières années plusieurs tours ont donc été étudiées par identification dynamique : le beffroi San Nicola à Valence (Ivorra et Pallarés, 2006), le clocher de la cathédrale Monza près de Milan (Gentile et Saisi, 2007), le beffroi de Hagia Sofia à Trabzon, Turquie Bayraktar *et al.* (2009) ou celui de Sant Andrea à Venise (Russo *et al.*, 2009). Foti *et al.* (2012) étudient sur la tour du bâtiment de l'administration régionale à Bari, datant des années 1930, bâtiment très hétérogène avec la présence d'un ascenseur gênant les mesures. D'Ambrisi *et al.* (2012) s'intéressent à une tour du XIIe siècle et comparent des analyses non linéaires, statique et dynamique, aux codes de calcul. Les études de ponts sont variées (Bayraktar *et al.*, 2010; Gentile et Gallino, 2008; Gentile et Saisi, 2011), parfois sous différents niveaux d'excitation (Gentile et Saisi, 2012, 2013). Les résultats de ces campagnes in-situ aident à définir des modèles aux éléments finis plus robustes (Cf section IV.1.1.c), outils essentiels pour définir d'éventuels renforcements respectueux de la valeur patrimoniale.

D'autre part ces techniques de mesures in-situ et l'AME permettent un diagnostic des dommages et une surveillance de l'état réel de la structure grâce à une instrumentation sur le long terme (Carpinteri *et al.*, 2005; Casarin et Modena, 2008; Valluzzi *et al.*, 2003). Ramos (2007) a exploré ces possibilités. Ramos *et al.* (2010) utilisent l'AME sur le beffroi de Mogadouro et l'église du Monastère de Jeronimos à Lisbonne, pour déterminer les caractéristiques modales des structures. Puis une analyse statistique leur permet d'évaluer les effets de l'environnement sur la réponse dynamique de l'ouvrage et de proposer un diagnostic précoce des dommages. Le SHM constitue donc une aide précieuse à la préservation des structures historiques.

### IV.1.2 Enregistrement des vibrations ambiantes

#### a Nature des sollicitations ambiantes - Hypothèse de bruit blanc

Les structures de génie civil sont excitées en permanence par un bruit de fond de nature complexe que l'on peut décomposer en deux groupes selon Bonnefoy-Claudet (2004) :

- *Des sollicitations quasi-stationnaires* ayant une triple origine. Tout d'abord les conditions océaniques et atmosphériques de grande échelle sont sensibles à des fréquences $< 0{,}5$Hz. Par exemple l'océan joue un rôle important même en milieu continental, notamment la houle présente dans le bruit de fond macrosismique à une fréquence $\simeq 0{,}2$Hz. Les conditions météorologiques locales pour des fréquences $\simeq 1$Hz. Le vent possède un maximum d'énergie la plupart du temps entre 0,01 et 0,05Hz donc hors de la bande de fréquence correspondant aux structures courantes $(0{,}5 - 15\text{Hz})$ mais garde de l'énergie jusque 1Hz. Cependant, même en période de vent fort, les églises ne sont pas des édifices suffisamment élancés (fréquence de résonance $> 1$Hz) pour que ce soit un phénomène à prendre en compte. La sollicitation par la pluie est plutôt verticale donc intervient peu comme sollicitation directe. Enfin les activités humaines (machines industrielles, trafic automobile, travaux...) contribuent pour la plus grande part aux vibrations ambiantes en milieu urbain. A des fréquences $> 1$Hz, elles sont très variables dans la journée et dans l'année comme on peut le voir en figure IV.3. Autour de 1.15Hz, fréquence de résonance de l'Hôtel de Ville, on remarque l'alternance de l'amplitude entre le jour et la nuit, la semaine, les week-end et les jours fériés du mois de mai. Certaines machines comme les ascenseurs induisent une fréquence considérée comme parasite car très marquée : forte amplitude, bande de fréquence très fine car non amortie.

- *des mouvements transitoires d'origine naturelle ou anthropique* tels que les ruptures dans la croûte terrestre à toutes les échelles, donc à toutes les fréquences (séismes, tremors volcaniques, glissements de terrain, éboulements), les lâchers de barrages ou les explosions et des sources internes : passages de piétons, machines... Les sollicitations transitoires, si elles sont d'amplitude trop importante, sont à écarter des enregistrements. En effet elles introduisent des fréquences et une direction préférentielles dans la sollicitation, ce qui nuit à l'hypothèse de bruit blanc. C'est le cas des sonneries de cloches par exemple, qui nous ont conduit à recommencer plusieurs enregistrements, et ce d'autant plus que les capteurs saturaient.

Utiliser le bruit ambiant comme sollicitation repose sur l'hypothèse que celui-ci peut être assimilé à un *bruit blanc*. Cela revient à supposer que les vibrations ambiantes constituent un signal, mesuré en accélération ou en vitesse en fonction du temps, dont la moyenne $E(t)$, la variance $(E((t - E(t))^2)$ et la covariance $E((t_1 - E(t_1))(t_2 - E(t_2)))$ varient peu.

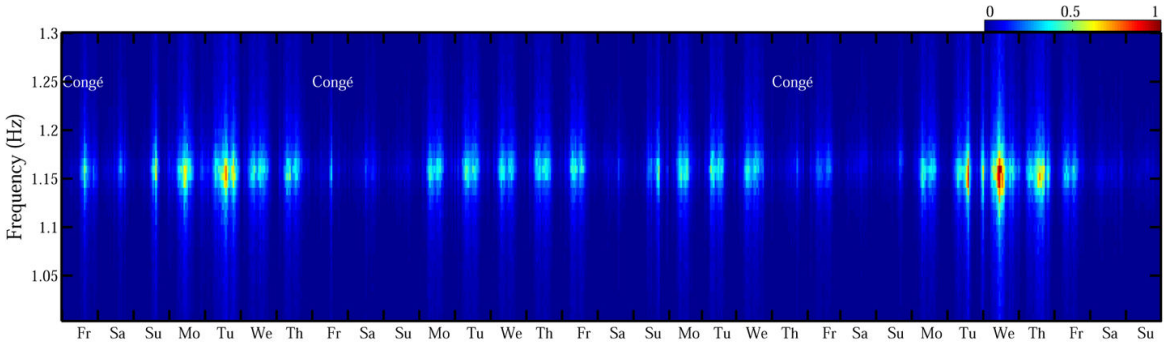



Fig. IV.3 Variations de l'amplitude des vibrations ambiantes enregistrées au sommet de l'Hôtel de Ville de Grenoble pendant le mois de mai 2009 (d'après Bonnefoy-Claudet (2004))

En pratique la *moyenne* est théoriquement nulle. Dans le cas contraire, on peut s'y ramener par filtrage, retrait de la moyenne etc. Par contre la *stationnarité de la variance* (amplitude du bruit) n'est pas toujours réalisée et introduit une source d'incertitude dans les résultats. La *stationnarité en covariance* signifie que le spectre du bruit ne varie pas. A l'échelle de temps de nos enregistrements, elle est souvent bien réalisée (Fig IV.4). Toutefois, cela revient à considérer que le bruit ambiant possède une densité spectrale de puissance (DSP) constante, soit un spectre horizontal. Un tel signal n'existe pas dans la réalité car il serait d'une énergie, ou aire sous la courbe, infinie. Un signal n'est donc un bruit blanc que sur une bande de fréquence finie. On considère que le bruit de fond sismique est un *bruit blanc dans la bande de fréquence* $0.5 - 20$Hz. Cette bande est intéressante pour les bâtiments car elle est suffisante pour couvrir les premiers modes de la plupart des bâtiments, ainsi que les fréquences excitées lors d'un séisme.

La figure IV.4 montre un enregistrement de bruit de fond sismique de bonne qualité, réalisé au rez-de-chaussée de l'église de la Sainte Trinité aux Contamines. L'enregistrement en temps est assez stationnaire. Mais la distribution statistique des vitesses n'est pas tout à fait une loi normale : son pic est aplati. D'autre part la densité spectrale de puissance est loin d'être plate. L'hypothèse de bruit blanc n'est donc pas pleinement vérifiée dans la réalité et peut poser quelques problèmes comme l'ont montré les différentes références citées auparavant. Mais la méthode est généralement suffisamment robuste de ce point de vue.

On suppose aussi que le bruit ambiant, comme un bruit blanc, est un processus ergodique. Ses caractéristiques sont donc supposées identiques qu'elles soient déterminées en moyenne à partir d'un seul ou de plusieurs enregistrements.

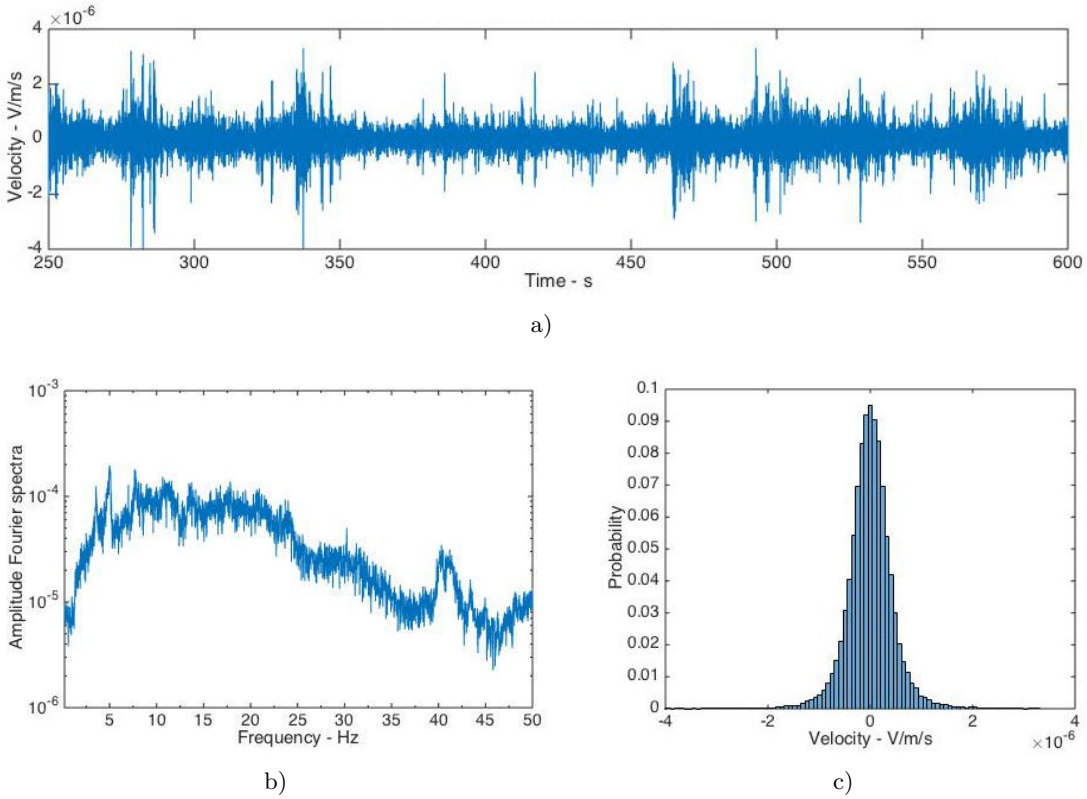



Fig. IV.4 Hypothèse de bruit blanc : Exemple d'enregistrement au RDC de l'église de la Sainte Trinité aux Contamines. a) enregistrement en temps ; b) densité spectrale de puissance ; c) distribution statistique des vitesses.

### b Chaîne d'acquisition des données

L'amplitude des vibrations des bâtiments sous bruit ambiant est faible (IV.1.1.a). Il est donc nécessaire que le bruit de la chaîne d'acquisition, constituée des capteurs et du numériseur, soit minimum dans la bande de fréquences d'intérêt soit $0 - 20$Hz dans notre cas.

Le *capteur* convertit les vibrations en vitesse ou en accélération en une tension électrique. Il doit être très sensible dans la bande d'intérêt et présenter un faible bruit. Nous avons choisi d'utiliser des vélocimètres, très sensibles dans la bande de fréquence $0{,}4 - 25$Hz avec une réponse plate, même s'ils sont limités en amplitude. Sous séisme où l'on doit enregistrer de grandes amplitudes, on utilise plutôt des accéléromètres, moins sensibles et plus bruités mais couvrant une large bande et ne saturant pas. Les vélocimètres sont nécessairement relativement lourds et volumineux car c'est leur masse mise en mouvement qui garantit leur sensibilité.

Le signal du capteur est ensuite numérisé sur un nombre fini de bits entre une valeur minimale et une valeur maximale. Un bon *numériseur* doit donc avoir un niveau de bruit électronique faible en comparaison de l'amplitude du signal électrique en provenance du capteur, une amplitude de saturation suffisante pour les vibrations que l'on veut enregistrer et un nombre suffisant de bits pour que la précision des faibles valeurs enregistrées soit satisfaisante.

### c Réalisation des mesures

Si les planchers sont rigides, comme dans le cas de dalles en béton armé, il est nécessaire de placer au moins 2 à 3 capteurs par niveau, non séparés par des joints de dilatation ou parasismiques, pour pouvoir déterminer les modes de torsion. Mais dans les bâtiments en maçonnerie, sans plancher ou avec des planchers souples comme c'est le cas pour les églises traitées, chaque mur peut avoir un comportement propre. Il faut donc privilégier l'installation de capteurs sur les murs ou sur des éléments liés aux murs (Fig IV.7 et IV.8).

Dans les dispositifs classiques temporaires comme ceux employés ici, le nombre de points d'enregistrement est forcément limité par le nombre de voies du numériseur employé. C'est pourquoi il est nécessaire de garder un capteur au même emplacement lors de tous les enregistrements afin de pouvoir assembler des jeux de données successifs. Les enregistrements seront ensuite normalisés par rapport au déplacement de ce point commun, ce qui permettra d'assembler les différentes parties de la déformée. Ce capteur est placé de préférence au sommet de la structure car le signal y est théoriquement plus simple et de plus grande amplitude, donc permettra des enregistrements plus fins. De plus, en position de bord libre, il ne sera jamais sur un nœud de mode. Un capteur placé au niveau du sol extérieur permet d'enregistrer les sollicitations donc théoriquement d'isoler la structure elle-même de son interaction avec le sol.

La *fréquence d'échantillonnage* correspond au nombre d'enregistrements du signal réalisés par seconde. Elle doit être supérieure à la fréquence maximum de la structure étudiée, soit rarement plus de 25Hz. La *durée d'enregistrement* peut être déterminée de plusieurs façons différentes. Brincker *et al.* (2003) proposent d'enregistrer au minimum $max(100/\xi_k\omega_k)$ secondes, où $\omega_k$ sont les pulsations propres et $\xi_k$ le taux amortissement visqueux équivalent. Cantieni (2005) recommande d'enregistrer 1000 à 2000 périodes du mode fondamental. Un bâtiment de première fréquence propre 1Hz et d'amortissement 1% devrait donc être enregistré dans le premier cas pendant au moins 1600s (environ 25min), et dans le second pendant 16 minutes. Selon Michel (2007) pour des bâtiments classiques, une durée d'enregistrement de 15 min suffit. En pratique, cette durée peut ne pas suffire à déterminer les déformées avec précision, notamment pour les bâtiments de grande hauteur et les ponts, aux fréquences fondamentales plus basses. En effet, pour déterminer des modes avec peu d'énergie, il faut faire une moyenne sur de plus nombreuses fenêtres de temps.

### IV.1.3 Méthodes d'extraction des données : Analyse Modale Expérimentale

#### a Informations disponibles grâce aux mesures

Afin de déterminer les paramètres modaux d'une structure à partir des enregistrements des vibrations in-situ, les méthodes d'analyse des signaux sont extrêmement nombreuses. On peut étudier les modes dans le domaine fréquentiel, on verra alors une série de pics aux fréquences de résonance avec une largeur reliée à l'amortissement, ou dans le domaine temporel où le signal sera la somme de sinusoïdes amorties. La première représentation est la plus couramment utilisée.

De plus les enregistrements sont traités de manières différentes si la sollicitation est transitoire comme un séisme ou un choc, ou de plus longue durée, c'est-à-dire stationnaire comme pour les vibrations ambiantes ou forcées. Le but n'est pas ici de fournir un état des lieux exhaustif et une étude comparative des différentes méthodes. Nous présenterons donc brièvement la méthode de décomposition en valeurs singulière des matrices de densité spectrale pour les sollicitations permanentes, et son extension que nous avons utilisée pour le post-traitement des mesures.

Les mesures permettent de définir les fréquences propres, même avec un seul capteur, et les déformées associées en utilisant un nombre de capteurs suffisant : au moins 3 pour le premier mode, le nombre de mode exploitable dépendant du nombre de capteurs utilisés. Plus l'ordre du mode est élevé plus les inflexions sont nombreuses et plus les capteurs doivent être nombreux pour les distinguer. De toute façon, on aura accès aux modes prépondérants de la base, ceux qui ont un intérêt pour le génie parasismique. En effet d'une part les sollicitations auxquelles sont soumises les structures ne mettent pas en action tous les modes avec la même amplitude, d'autre part, les coefficients de participation décroissent avec l'ordre des modes et sont donc faibles pour les modes d'ordre supérieur. En pratique, seuls quelques modes sont susceptibles de jouer un rôle dans la réponse de la structure et seront identifiables grâce aux mesures in-situ. Cela est d'autant plus vrai que l'édifice est simple et élancé. Dans le cas des édifices anciens plus complexes souvent peu symétriques (Cf section III.4), la plupart des modes sont des modes mixtes en X et en Y ou de torsion, hormis les deux premiers souvent identifiables dans les directions longitudinale et transversale. De plus il faut prendre en compte plus d'un ou deux modes par direction pour avoir un pourcentage total de masse modale excitée qui soit satisfaisant.

#### b Analyse "sortie seulement" : méthode de décomposition en valeurs singulière des matrices de densité spectrale (FDD)

Pour l'analyse de signaux de longue durée, qui décrivent un mouvement stationnaire comme les vibrations ambiantes, on utilise des techniques dites "sortie seulement". La sollicitation en entrée est assimilée à un bruit blanc, signal stationnaire (Cf section IV.1.2). Cette méthode est dite "de sortie seulement" car on n'utilise pas le signal d'entrée pour calculer la fonction de transfert $H(\omega)$, filtre qui permet de reproduire le signal de sortie à partir du signal d'entrée. On fait l'hypothèse que la moyenne de la réponse mesurée de la structure sur un temps suffisamment long sera directement sa propre fonction de transfert. Cette hypothèse est valide d'une part car l'amortissement des structures traitées en génie civil est faible. D'autre part le signal enregistré est fortement prépondérant sur le bruit si les mesures sont correctes. Les enregistrements incluent les contributions modales du signal ambiant, du système étudié et des signaux bruités issus de sources parasites, mais on suppose que les pics dans la signature en fréquence ne viennent que de la structure. Ceci est possible si l'on vérifie que les sollicitations ambiantes sont effectivement un bruit blanc, sans fréquence dominante (Cf IV.1.2).

Les analyses "entrée/sortie" nécessitent des forces d'excitation qui doivent être contrôlées et présenter des caractéristiques dynamiques appropriées. Ceci constitue souvent un problème important, notamment pour les grandes structures et les structures protégées comme les mo-

numents historiques. Les analyses en "sortie seulement" sont donc très intéressantes. Parmi les méthodes disponibles, la méthode de décomposition en valeurs singulière des matrices de densité spectrale ou Frequency Domain Decomposition (FDD) se distingue par son efficacité et sa relative simplicité. Elle donne de très bons résultats pour les structures de génie civil (Brincker *et al.*, 2001b). Non paramétrique, elle ne nécessite pas d'informations a priori, telle qu'une correspondance entre le premier pic en fréquence et le mode fondamental de flexion par exemple, pour interpréter les résultats issus du traitement de données.

La méthode FDD considère que les fréquences de résonance sont bien espacées en fréquence et que la contribution des modes proches de cette fréquence est nulle. La matrice des DSP (Densité Spectrale de Puissance) croisées entre tous les enregistrements simultanés, relation entre toutes les entrées, inconnues, $u(t)$, et les réponses mesurées $y(t)$, est définie comme :

$$S_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)S_{uu}(j\omega)H(j\omega)^T \tag{IV.1.10}$$

avec $S_{uu}(j\omega)$ la matrice de DSP des signaux d'entrée, de rang (r x r) avec r le nombre d'entrées, $S_{yy}(j\omega)$ la matrice DSP des réponses, de rang (m x m) avec m le nombre d'enregistrements. L'hypothèse de bruit blanc implique que la matrice spectrale des signaux d'entrée est diagonale. $H(j\omega)^T$ et $\bar{H}(j\omega)$ sont respectivement la transposée et le conjugué complexe de la FRF (Frequency Response Function) $H(j\omega)$, de rang (m x r). La matrice DSP de sortie $\hat{S}_{yy}(j\omega)$ est connue à des fréquences discrètes $\omega = \omega_i$. Il est donc possible de la décomposer en degrés de liberté indépendants grâce à la décomposition en valeurs singulières (Singular Value Decomposition SVD) de la matrice :

$$[\hat{S}_{yy}](j\omega_i) = [U_i][S_i][U_i]^T \tag{IV.1.11}$$

avec $[U_i] = [u_{i1}, u_{i2}, ...u_{im}]$ la matrice des vecteurs singuliers (changement de base) et $[S_i]$ la matrice diagonale des valeurs singulières. Les matrices de DSP sont carrées : si n canaux sont enregistrés simultanément, la taille de ces matrices sera donc de nxn à chaque fréquence. Mais elles ne sont pas diagonalisables car seul un nombre $p$ de modes a de l'énergie à une fréquence donnée. Le rang de la matrice est donc $p$, les autres valeurs "propres" étant proches de 0 (bruit). En supposant un faible amortissement, des modes propres orthogonaux et un bruit blanc en entrée, cette décomposition permet de déterminer les fréquences de résonance et d'estimer les vecteurs des déformées sans biais, même si les modes sont proches.

Ainsi, à proximité d'une pulsation propre $\omega_k$ :
- le module de la première valeur singulière présente un pic pour une valeur $f$ correspondant à une *fréquence de résonance* $f_k$.
- Si un seul mode domine à cette pulsation, le premier vecteur singulier est proportionnel à la *déformée de ce mode*. Si deux modes sont proches en fréquence de cette valeur, les deux premiers vecteurs singuliers sont des estimations des déformées modales correspondantes à ces modes. Dans ce cas, l'estimation reste non biaisée, contrairement à la méthode du pointé de pic. En outre, le nombre de valeurs singulières non-nulles, c'est-à-dire le rang $p$ de la matrice des DSP, correspond au nombre de modes ayant de l'énergie à chaque fréquence. Dans la pratique, les bâtiments modernes ont souvent une rigidité comparable dans leurs directions principales, si bien que les premiers modes de flexion, parfois couplés à de la torsion, sont très proches l'un de l'autre. Mais nous verrons que ce n'est pas toujours le cas pour le corps principal des églises.
- l'*amortissement* est historiquement calculé par la méthode de la largeur de bande de la demi-puissance maximale utilisant les fréquences proches, $\omega_1$ et $\omega_2$, à 3dB de l'amplitude maximale : $\xi_i = (\omega_2 - \omega_1)/2\omega_i$. Mais Dunand (2005) utilise une méthode plus performante. On considère qu'à chaque instant, la réponse d'un oscillateur est la somme de sa réponse impulsionnelle et de sa réponse à une sollicitation aléatoire. Or en sommant de nombreuses fenêtres de temps avec

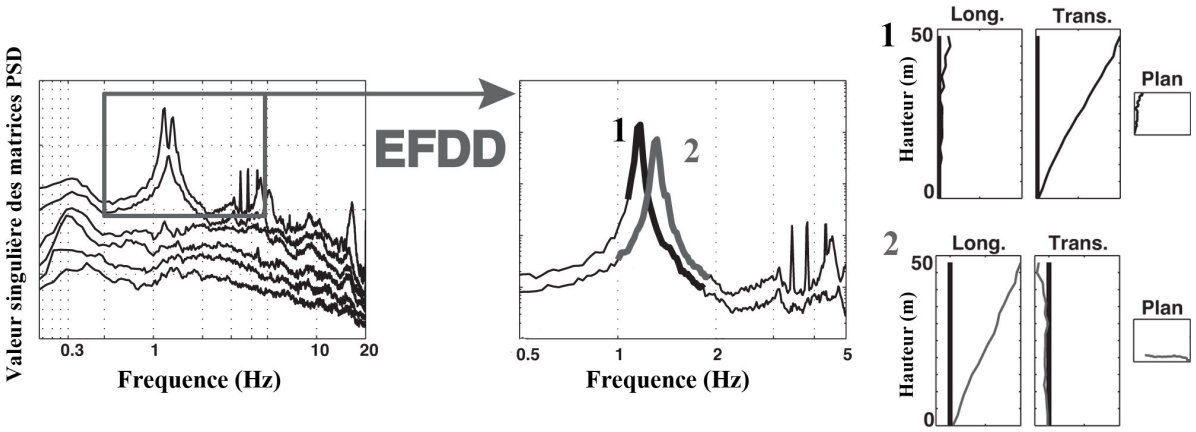



Fig. IV.5 Tour ARPEJ II, Grenoble. Entre 0.5 et 5 Hz, le rang de la matrice est 2, seuls 2 modes ont de l'énergie. Le critère MAC est utilisé pour séparer les deux cloches, correspondant respectivement aux premiers modes transversal et longitudinal. (d'après Michel (2007))

la même condition initiale, par exemple une vitesse nulle et un déplacement positif, la partie aléatoire s'annule car son espérance mathématique est nulle. On peut donc en déduire la réponse impulsionnelle puis son amortissement visqueux équivalent par décrément logarithmique.

Pour des enregistrements de 15 minutes à 200Hz, Michel (2007) préconise l'utilisation de fenêtres de 8192 points ou 20s, multipliées par une fonction de fenêtrage et recouvertes de moitié. Il s'agit d'une puissance de 2 pour pouvoir optimiser la durée des calcul en utilisant des Transformées de Fourier Rapides. Notons que pour augmenter la résolution en fréquence, il est possible d'utiliser des enregistrements en temps beaucoup plus longs.

#### c Analyse "sortie seulement" : principe de la FDD améliorée (EFDD)

Nous avons utilisé une amélioration de la méthode FDD, appelée *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) (Brincker *et al.*, 2001a). Elle permet de mieux séparer les modes et de calculer leur amortissement en utilisant la transformée de fourier rapide inverse de chaque fonction de densité spectrale et le Modal Assurance Criterion (MAC), qui permet de comparer la similarité de 2 déformées comme nous l'avons montré en section en IV.1.1.b. Pour isoler un mode par EFDD, on compare la déformée à la fréquence du pic sélectionné aux déformées des fréquences voisines, y compris les deuxièmes vecteurs singuliers. Puis on sélectionne ceux qui appartiennent à la « cloche » du mode. Pour cela on retient ceux dont le MAC est supérieur à un seuil donné, le plus souvent 0,8 indiquant une bonne corrélation. Cette cloche est la Fonction de Transfert de l'oscillateur à un degré de liberté représentant le mode étudié. Une transformée de Fourier inverse conduit donc à la réponse impulsionnelle de ce mode. La technique du décrément logarithmique permet alors d'estimer le coefficient d'amortissement, et une régression linéaire sur le nombre de passages à 0 donne une évaluation plus précise de la fréquence. La détermination des modes structuraux à partir des pics du spectre doit considérer la largeur de la cloche déterminée, la valeur de l'amortissement et la déformée modale.

La figure IV.5 montre que la visualisation des "cloches" est un outil très utile pour savoir sur quelle plage de fréquence un mode a de l'énergie. En effet tous les pics ne correspondent pas à des modes structuraux distincts. Une sollicitation externe à une fréquence particulière, par exemple, sollicite le bâtiment et le fait "fonctionner" sans amortissement, selon le mode qui a le plus d'énergie à cette fréquence. On pourra donc trouver deux pics : un pic à la fréquence de cette sollicitation et un pic à la véritable fréquence propre de ce mode.

## IV.2 Méthodes de calage et de validation des modèles numériques d'églises

### IV.2.1 Mesures vibratoires in-situ et Analyse Modale Opérationnelle

#### a Choix des édifices

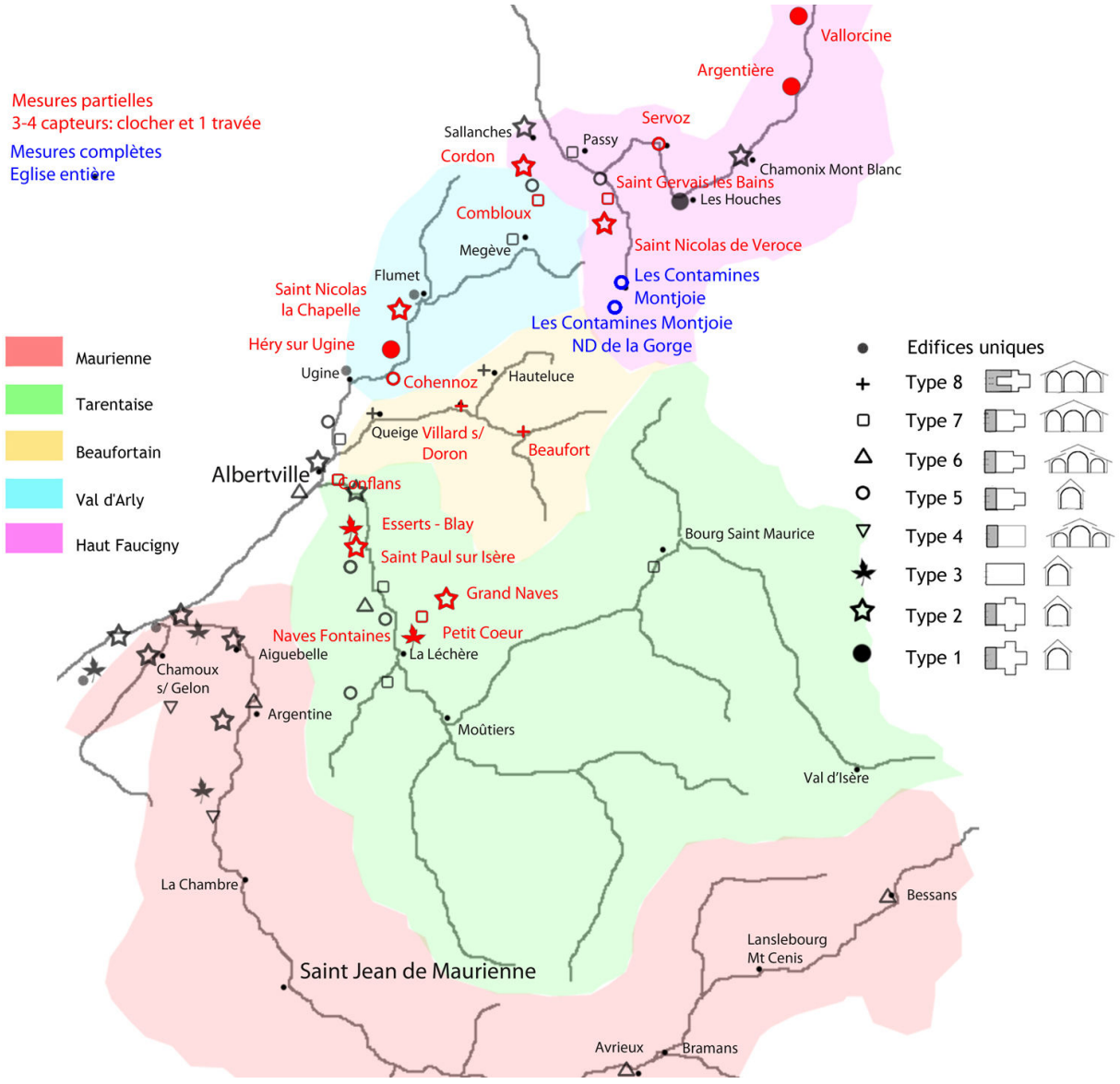



Fig. IV.6 Types structuraux et localisation des vingt églises instrumentées. Mesures vibratoires partielles ou complètes effectuées

Nous avons réalisé des mesures vibratoires sur vingt églises de six types structurels différents (Fig IV.6) qui seront les bâtiments type dans la suite de ce travail. Nous les avons sélectionnées selon les critères suivants :
- *situées en zone 4* du zonage français, caractérisée par une accélération maximale de référence au rocher $a_{gr} = 1{,}6\text{m/s}^2$.
- *représentatives de leur type structurel* : elles en possèdent toutes les caractéristiques, dans les

proportions moyennes, sans présenter de particularités trop marquées.
- *réparties* dans toute la zone étudiée à l'exception de la Maurienne, pour laquelle des mesures n'ont pu être organisées, et situées à des altitudes variées.
- *implantées* de façon commune, ni bords de route passante ni butte isolée, pour rechercher des signaux d'entrée les plus semblables possibles.
- *pas forcément protégées*, pour des raisons de contraintes de temps. Les édifices protégés par l'état (classés ou inscrits) nécessitent, en plus de l'accord initial des communes, des autorisations spéciales à obtenir auprès des ACMH qui en ont la charge.

#### b Mesures vibratoires réalisées

Nous avons procédé à deux types de mesures. Dans tous les cas, les capteurs ont été orientés parallèlement à la nef vers la façade principale, sauf mention contraire dans les fiches par église de l'annexe G. Cela correspond au L sur les figures IV.7 et IV.8 soit à la direction longitudinale ou Y en cohérence avec le reste de ce travail. Comme nous l'avons souligné en IV.1.2.c, dans les bâtiments en maçonnerie, sans plancher ou avec des planchers souples, chaque mur peut avoir un comportement propre. Il faut donc privilégier l'installation de capteurs sur les murs ou sur des éléments liés aux murs. C'est pourquoi nous avons placé les capteurs au sommet des murs dans les combles ou le clocher pour le niveau haut de mesures, et sur les corniches des pilastres ou dans les ouvertures des baies pour les niveaux médians.

**Mesures partielles.** Exemple : Église St Pierre, Villard-sur-Doron, figure IV.7
Sur 18 églises nous avons réalisé 2 jeux de mesures : le premier avec 4 capteurs répartis sur 2 travées dans les combles. Sur la figure IV.7, cela correspond aux capteurs en rouge. Le second jeu a été réalisé avec 1, 2 ou 3 capteurs selon les cas, positionnés dans le clocher. En cas d'utilisation

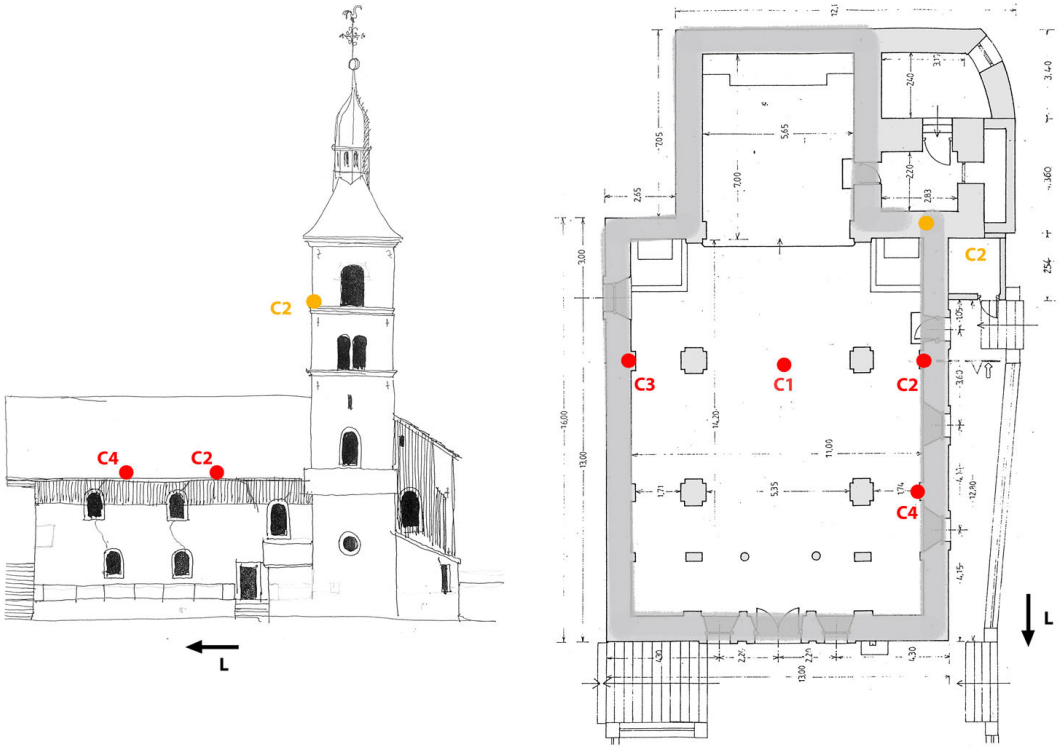



Fig. IV.7 Exemple de position des capteurs pour les mesures partielles : église St Pierre, Villard-sur-Doron, Beaufortain. Plan et élévation longitudinale, échelle graphique.

d'un capteur de référence pour pouvoir corréler les deux, celui-ci a été placé sur une tête de mur dans les combles côté clocher. En cas d'un capteur unique dans le clocher, nous l'avons placé le plus haut possible, sur la maçonnerie.

**Mesures complètes.** Exemple : NDG, figure IV.8
Les deux églises des Contamines, exemples au chapitre III, ont été instrumentées complètement. Nous avons réalisé des jeux de mesures sur 4 niveaux de nef et de clocher : au sol (points verts sur la figure IV.8), sur la tribune ou en haut des pilastres (points bleus), dans les combles, en posant les capteurs sur les têtes des murs et sur l'extrados des clés de voûtes (points rouges) et enfin en tête de clocher (points jaunes). Les dix jeux de mesures ont été réalisés en gardant un capteur de référence fixe dans les combles et en déplaçant les trois autres capteurs dans les emplacements identifiés comme critiques pour décrire les déformées modales. Il s'agit des points où l'on attend de grands déplacements comme le haut des murs, un point particulier dans la déformée comme à un changement de type de maçonnerie, un comportement découplé entre deux sous-structures comme à la jonction entre la nef et le chœur. Les capteurs au niveau du sol sont posés sur les dalles le plus près possible du mur. Ceux du premier niveau de nef ont été posés sur les modénatures des niches et sur la tribune. En tête de mur, les capteurs sont placés sur la maçonnerie du mur gouttereau, le plus près possible de la face intérieure du mur. Ceux du clocher ont été posés sur la maçonnerie soit en tête de mur soit dans les embrasures de fenêtres, au milieu de l'épaisseur du mur. Dans toutes les églises, des points de mesures ont dû être abandonnés parce qu'il était impossible d'y accéder ou d'y caler l'horizontalité des capteurs. Dans NDG, le capteur de référence permettant de corréler les dix jeux de mesures est le C11. C'est un point haut, avec une amplitude de déplacement maximum, sans risque d'être sur un nœud de mode. Aucune mesure n'a été faite dans la sacristie excepté dans les combles, car elle n'était pas accessible.

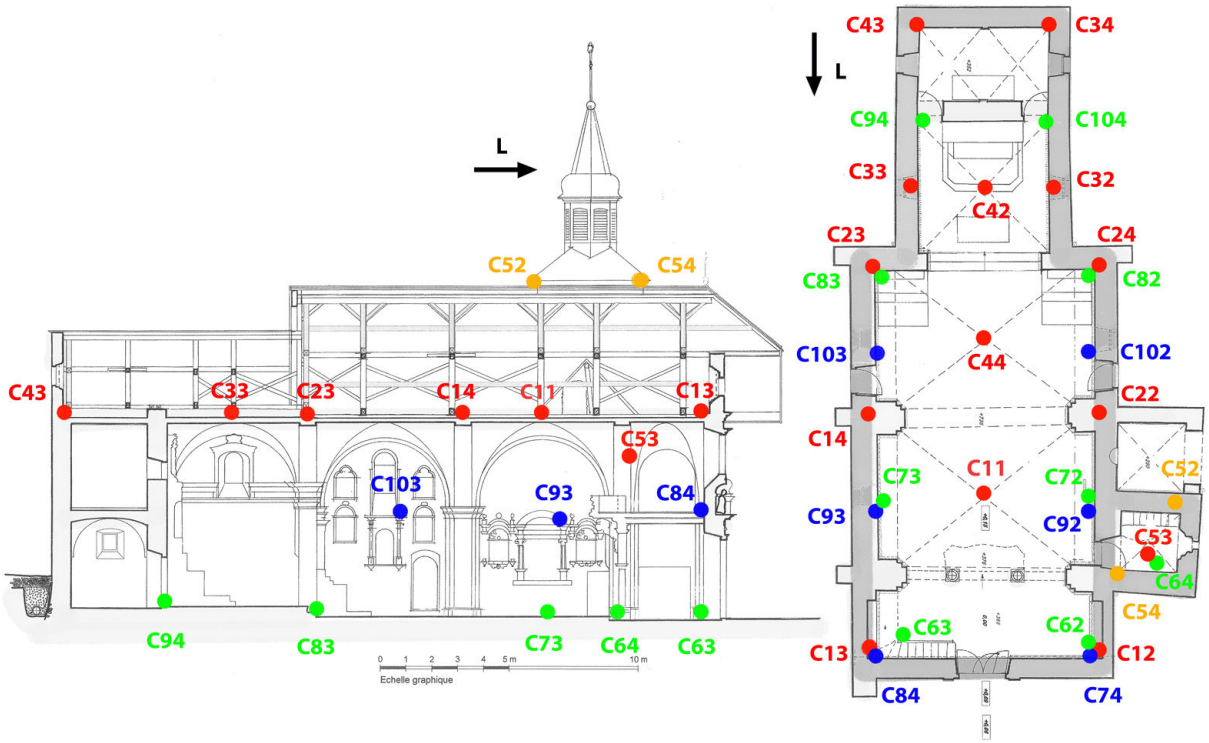



Fig. IV.8 Exemple de position des capteurs pour les mesures complètes : NDG. Plan et coupe longitudinale avec positions des capteurs sur 4 niveaux.

| Reg | Commune | Titulature | T.S. | Dates / État | Situation | Mesures |
|---|---|---|---|---|---|---|
| B | Beaufort | St Maxime de Riez | 8 | romane ; 1663-1667 | 840m ; forte pente | 1C 4N |
| B | Villard sur Doron | St Pierre | 8 | 1672-76 restaur. 2000 | 722m ; forte pente transv. | 1C 4N |
| CS | Albertville ; Conflans | ND de l'Ass. ou St Grat | 7 | 1701-1716 1801 restaur. 1850 | 400m ; forte pente | 1C 4N |
| HF | Argentière | St Pierre | 1 | 1723-1727 XIXe 1905 restaur. XXe | 1240m ; butte, fond vallée | 1C 2N |
| HF | Cordon ; La Frasse | ND de l'Ass. | 2 | 1781-1785 1816 restaur. 2010. | 800m ; plat, flan de vallée | 1C 4N |
| HF | Les Contamines-Montjoie | Ste Trinité | 5 | romane, 1757-1760 1845 | 1164m, pente, flan de vallée | Complet |
| HF | Les Contamines-Montjoie | ND de la Gorge | 5 | 1699-1701 restaur. 1990, fissures | 1200m, plat. | Complet |
| HF | St-Gervais-les-Bains | St Gervais et Protais | 7 | XIIe 1698 restaur. charpente | 810m, forte pente | 1C 4N |
| HF | St-Gervais-les-Bains ; St Nicolas | St Nicolas de Véroce | 2 | XVIIe 1725-1729 restaur. charpente | 1150m, plat | 1C 4N |
| HF | Servoz | St Loup | 5 | 1471 ; 1537 ;1697-1702 | 820m, plat, fond de vallée | 1C 2N |
| HF | Vallorcine | ND de l'Assomption | 1 | 1288 ; 1756 | 1400m, pente, turne | 1C 2N |
| T | Esserts-Blay ; St Th. les Esserts | St Thomas Becket | 3 | XVIIe début XVIIIe | 490m, faible | 1C 1N |
| T | La Léchère ; Grand-Naves | St Germain | 7 | 1664, 1803, très endommagée. | 1320m ; pente transv. surplomb | 2C 4N |
| T | La Léchère ; Naves-Fontaine | St Pierre | 2 | 1671-73 | 1200m, plat, vallée d'altitude | 4N |
| T | La Léchère ; Petit Cœur | St Eusèbe | 3 | 1682 | 520m, forte pente | 1C 1N |
| T | St Paul sur Isère | St Hyppolyte | 2 | 1682-85 fissures importantes | 450m, pente, mur de soutènement | 2C |
| VA | Cohennoz | St Pierre aux Liens | 5 | 1779-83 | 950m, chœur semi enterré | 1C 4N |
| VA | Combloux | St-Nicolas de Myre | 7 | XVe, 1702-1704 | 1040m, plat | 1C 4N |
| VA | Héry sur Ugine | St Sauveur | 1 | XVIIIe | 950m, pente par le côté | 1C 4N |
| VA | St-Nicolas-la-Chapelle | St Nicolas | 2 | 1775-1776 Mauvais état | 1500m, forte pente, mauvais sol | 1C 4N |

Table IV.1 Caractéristiques des églises instrumentées et type de mesures. Reg = Région, T.S. = Type structurel. B = Beaufortain, CS = Combe de Savoie, HF = Haut Faucigny, T = Tarentaise, VA = Val d'Arly ; Mesures : xC = x capteurs dans le clocher, xN = x capteurs dans la nef.

Le tableau IV.1, récapitule la localisation, le type structurel, les caractéristiques et l'état de conservation des 19 autres églises instrumentées. L'annexe G présente des photos descriptives, les géométraux à main levée et les positions des capteurs pour toutes les églises instrumentées.

#### c Instrumentation et paramètres

Les sollicitations transitoires qui se superposent aux vibrations ambiantes variées assimilées à un bruit blanc doivent être évitées afin de conserver la stationnarité du signal (Cf section IV.1.2). C'est pourquoi nous avons dû éviter les sonneries des cloches, les services religieux et même de nous déplacer, les voûtes étant très souples. Afin de pouvoir comparer au maximum les différents enregistrements et donc d'éviter d'enregistrer des paramètres modaux trop particuliers

a) b)

Fig. IV.9 Vélocimètre et numériseur en place sous la charpente de l'église St Gervais-St Protais. a) Numériseur au centre et capteurs de part et d'autre de la nef, sur les murs gouttereaux. b) Numériseur sur la charpente, capteur posé sur l'extrados d'une voûte de la nef centrale

du fait des variations temporaires exposées en IV.1.1.c, toutes les mesures ont été réalisées au cours de la même semaine. Les conditions climatiques ont peu varié pour les clochers : absence de pluie, temps couvert. Les deux instrumentations complètes ont été faites sous le soleil, dans des édifices ouverts au public mais sans manifestation particulière. Notons qu'il aurait été intéressant de pouvoir étudier d'éventuelles variations sur une église sur un temps plus long.

L'enregistrement simultané de plusieurs points de la structure a été possible grâce à une collaboration avec Philippe Guéguen de l'ISTerre, Institut des Sciences de la Terre à Grenoble (Université J. Fourier, CNRS, IFSTTAR). Leur équipement est portable et fonctionne sur batterie ce qui est très approprié dans de grands édifices parfois isolés. Nous avons utilisé quatre vélocimètres 3D LE-3Dlite MkIII, avec une réponse plate en vitesse entre 0.2 et 50Hz, qui sont très sensibles entre 0,4 et 25Hz, limités en amplitude mais peu bruités. Ils ne sont pas fixés à la structure (Fig IV.9). La numérisation a été faite par une station Cityshark 2, qui présente un bas niveau de bruit et une amplitude de saturation suffisante pour les vibrations ambiantes (Châtelain *et al.*, 2000).

Les paramètres d'enregistrements ont été fixés suivant les règles énoncées en IV.1.2.c une *fréquence d'échantillonnage* de 200Hz et une *durée d'enregistrement* de 15min. Dans le cas des instrumentations complètes, nous avons pu ainsi déterminer les fréquences et les déformées des 6 premiers modes de la structure, comme illustré en IV.16 pour NDG. Les mesures partielles nous ont permis de déterminer les fréquence propres des éléments mesurés et les déplacements relatifs.

### IV.2.2 Utilisation des mesures vibratoires pour l'optimisation des maquettes numériques

#### a Principe de la méthode recherchée

La réponse vibratoire d'une structure, conditionnée par les caractéristiques de celle-ci, raideur, masse et amortissement, décrit entièrement son comportement dynamique. En cas de désaccord modèle/mesures, il est donc possible de modifier les caractéristiques du modèle, sa raideur par exemple, pour lui conférer une base modale plus proche de celle de la structure réelle. Nous avons vu aussi que le critère MAC permettait d'évaluer la corrélation entre la forme des modes propres de la base modale identifiée expérimentalement et la forme de ceux de la base

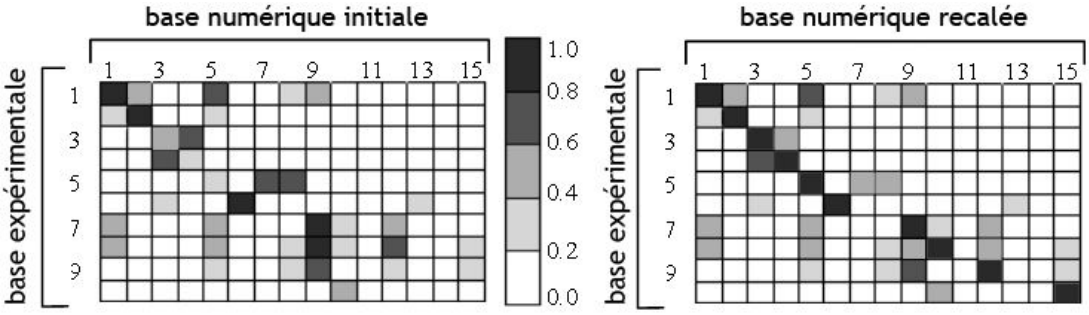



Fig. IV.10 Calage d'un modèle numérique sur des données expérimentales : passage d'une matrice MAC initiale médiocre à une matrice optimisée, présentant des modes appariés dans le bon ordre avec une valeur 1 par paire.

modale du modèle numérique. Il est donc possible de caler le modèle numérique en déformée en maximisant la corrélation entre ces deux bases, soit en maximisant le critère MAC de chaque paire de modes, comme illustré en figure IV.10

Il convient cependant de souligner que le MAC ne donne une information que sur la qualité de la déformée des modes, non sur leur fréquence. Il est donc nécessaire d'apparier en fréquence les modes de façon pertinente avant de calculer leur critère MAC : les modes doivent avoir des fréquences proches, moins de 10% d'écart, et être dans le même ordre dans leur base modale. Par exemple sur la figure IV.10, initialement l'appariement n'est pas satisfaisant puisque le meilleur critère MAC pour le mode numérique 4 est celui calculé avec le mode 3 expérimental, alors que le mode 4 expérimental est apparié au mode 3 numérique.

#### b Description de l'outil utilisé pour le calage

##### b.1 Approche théorique

Pour effectuer cet ajustement du modèle numérique sur les données expérimentales, on définit une fonction erreur entre les deux jeux de données. Celle-ci peut être basée dans notre cas sur la fréquence et/ou la déformée, en utilisant le MAC. L'objectif est de trouver la meilleure solution, celle qui permet de minimiser cette erreur, et les paramètres qui lui sont associés. C'est ce qu'on appelle un problème d'optimisation sous contraintes, avec de nombreuses variables. Pour prendre en compte le fait que ces paramètres sont bornés, il est possible d'écrire $n_p$ groupes de contraintes d'inégalité. La prise en compte de ces bornes pour chacun des paramètres de conception consiste donc à intégrer $2 \times n_p$ contraintes d'inégalités. D'un point de vue pratique, on cherchera les paramètres $x$ dans un espace $\mathcal{D}$ dénommé espace de conception ($\mathcal{D} \subset \mathbb{R}^{n_p}$) qui définira les bornes relatives à chacun des paramètres. L'annexe H détaille plus amplement le cadre théorique.

Un tel problème d'optimisation ne peut être résolu de manière analytique qu'à condition de connaître la dépendance de la fonction objectif et des éventuelles fonctions contraintes aux paramètres de manière explicite mais pas trop complexe. Ce n'est pas le cas pour le problème qui nous intéresse : changer une masse volumique ou un module d'Young revient à redéfinir entièrement les matrices de masse et de rigidité du modèle. Dans ce cas, l'optimisation numérique est indispensable.

L'usage d'outils d'optimisation globale comme les algorithmes génétiques (Goldberg, 1989) ou à essaim de particules (Kennedy et Eberhart, 1995) n'est pas envisageable car le nombre d'appels au solveur numérique serait trop grand. De fait, l'analyse modale et le calcul de la fonction erreur nécessitent de 2 minutes pour les modèles de clocher les plus simples à 15 minutes pour les modèles complets d'église, alors que l'optimisation nécessitera des milliers de calculs. Un

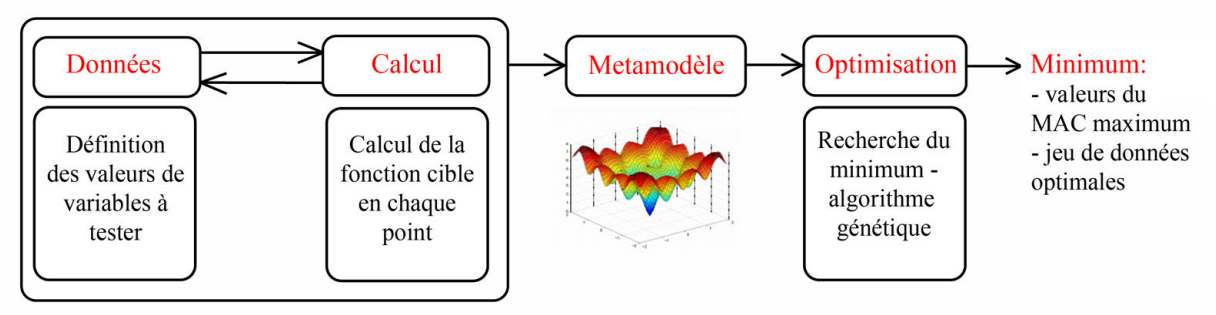



Fig. IV.11 Étapes de la méthode d'optimisation avec l'outil GRENAT : échantillonnage de l'espace, construction de la base d'apprentissage, construction du métamodèle, recherche du minimum

moyen de réaliser une optimisation globale est d'utiliser un métamodèle de la fonction objectif $y(x)$ à optimiser (Sacks *et al.*, 1989). Un métamodèle est un modèle mathématique de la fonction objectif. Une fois construit, il fournit une réponse en un point quelconque de l'espace de conception en un temps de calcul très faible comparé au temps nécessaire au solveur numérique pour fournir la réponse exacte au même point, puisque l'on dispose d'une expression mathématique pour l'évaluer. Sa construction nécessite des évaluations "mécaniques" de la fonction réalisées en un nombre limité et judicieusement choisi de points de l'espace $\mathcal{D}$ dans lequel varient les paramètres. Dans notre cas il s'agira de calculer la base modale associée au modèle caractérisé par un jeu de paramètres sélectionnés, suivi du calcul de l'erreur entre cette base et la base expérimentale de référence.

### b.2 outil GRENAT

Pour cela nous utilisons l'outil GRENAT (GRadient ENhanced Approximation Toolbox) développé au LMT (Laurent, 2013). Les principales étapes de la méthode d'optimisation, construction du métamodèle puis recherche de son minimum, sont illustrées en figure IV.11 et détaillées en annexe H.

1) Échantillonnage de l'espace étudié.

Il s'agit de constituer l'échantillon d'apprentissage, composé des valeurs retenues des paramètres, soit les caractéristiques matériaux ou géométriques par exemple dans notre cas. Nous avons utilisé la Méthode Hypercube Latin (LHS), détaillé en annexe H. Afin de sélectionner un tirage couvrant bien tout l'espace, nous avons généré plusieurs tirages LHS et sélectionné celui qui maximisait les distances minimales entre les points de l'échantillon.

2) Calcul de la fonction erreur pour chaque tirage

On calcule les réponses exactes $y_i$ de la fonction cible aux points désignés par échantillonnage afin de construire la base d'apprentissage $E_a$. Dans notre cas, il s'agit d'effectuer l'analyse modale puis de calculer l'écart avec la base modale expérimentale. Pour ce faire, nous utilisons le logiciel COFAST3D développé par Champaney (1996) car une interface MatLab/COFAST3D a été développé au LMT (Cf annexe H). De plus, ce logiciel est semblable à Cast3M et assure ainsi la continuité avec le reste de l'étude. L'ensemble des routines qui le compose a été regroupé au sein de la boîte à outils COMET (COntrol Multiparametric stratEgy Toolbox).

Notons l'intérêt de limiter le nombre de variables. En effet, la base d'apprentissage idéale devrait contenir au moins $2^{nbvariables}$ couples ! Par exemple pour 30 variables, la base d'apprentissage devrait contenir $2^{30}$ jeux de données. Le nombre de calculs à effectuer par un calcul aux éléments finis devient donc vite important. Le temps de calcul est alors incompatible avec le principe de la méthode générale recherchée : un outil de criblage efficace.

3) Construction du métamodèle

Une fois le tirage de sites de l'espace de conception réalisé et les réponses associées obtenues, on peut construire un modèle de substitution. Cette fonction doit approximer le comportement de la fonction cible. Sa construction par la méthode de krigeage est détaillée en annexe H.

4) Recherche du minimum global du métamodèle

On cherche ici à trouver le minimum global de la fonction donnant l'erreur entre les mesures expérimentales et les résultats du modèle numérique. Avec les méthodes d'optimisation locales, si la fonction possède plusieurs minima, le minimum atteint sera lié au point initial choisi pour initialiser l'algorithme. C'est pourquoi nous avons utilisé deux algorithmes d'optimisation globale disponibles dans GRENAT : un algorithme génétique, comme présenté initialement par Holland (1962) et un algorithme par essaim particulaire, proposé initialement par Kennedy et Eberhart (1995). Une description de ces méthode est faite en annexe H

Nous avons décrit l'outil que nous utilisons pour caler les bases modales. Trois points ont nécessité la réalisation de nombreux tests afin d'adapter cet outil à l'usage que nous souhaitons en faire : la définition de la fonction erreur, le choix du type et de la taille de modèle et la selection des paramètres. Nous les présentons ainsi que nos conclusions afin de permettre l'utilisation la plus optimale de l'outil d'optimisation tout en garantissant une bonne adaptation au patrimoine traité.

#### c Choix de la fonction erreur la plus appropriée

Le principe du calage adopté ici est de minimiser les différences entre les bases modales expérimentale et numérique, ce qui peut se faire en fréquence et/ou en déformée en utilisant le critère MAC. Le rôle de la fonction erreur à minimiser est donc crucial, notamment dans les pondérations choisies entre l'erreur en déformée et celle en fréquence. De plus, la formulation de la fonction erreur doit permettre d'imposer un ordre dans l'appariement des modes expérimentaux et numériques : les modes appariés doivent apparaître dans le même ordre, contrairement à ce qui est illustré en figure IV.10 a).

Nous avons donc testé sept fonctions ou combinaisons de fonctions erreur différentes sur des modèles partiels représentant la nef, le chœur et le clocher, macro-éléments aux comportements dynamiques différents. Les premières sont couramment utilisées pour les monuments anciens, comme F1, F2, F3 (Abruzzese *et al.*, 2010; Bartoli *et al.*, 2013; Russo *et al.*, 2009). Les suivantes sont inspirées des fonctions utilisées sur des édifices modernes, voire dans l'aéronautique pour l'optimisation de pièces mécaniques (Balmès, 2011; Brehm *et al.*, 2010; Ouisse et Foltête, 2015) Dans tous les cas, nous avons au préalable sélectionné dans la base modale numérique les modes présentant une masse modale, dans la direction X ou Y, supérieure à 4% de la masse totale. Ceci nous permet de ne pas apparier aux modes expérimentaux des modes très locaux qui n'ont donc pas pu être enregistrés. En notant $n_{mod}$ le nombre de modes recalés, soit le nombre de modes enregistrés, $Freq^i_{exp}$ et $Freq^j_{num}$ les fréquences d'un mode numérique i et d'un mode expérimental j et $Mac_{ij}$ le critère MAC associé à un couple donné de modes expérimental i et numérique j, les fonctions testées sont les suivantes :

- Optimisation en déformée uniquement

$$F1 = 1 - (\sum_{i=1}^{n_{mod}} (\max Mac_{ij})/n_{mod}) \tag{IV.2.1}$$

- Optimisation en fréquence uniquement

$$F2 = \sum_{i=1}^{n_{mod}} \sqrt{(Freq^i_{exp} - Freq^j_{num})^2/(Freq^i_{exp})^2} \tag{IV.2.2}$$

- Recalage en déformée uniquement mais en imposant la recherche du mode numérique à apparier au mode expérimental dans une plage de fréquences de +/- 10% de la fréquence expérimentale

correspondante
- Recalages en fréquence et en déformée pondérés, avec $w1$ et $w2$ poids à déterminer :

$$F4 = w_1 F1 + w_2 F2 \tag{IV.2.3}$$

- Erreur en déformée pondérée par l'erreur en fréquence

$$F5 = 1 - \left( \left( \sum_{i=1}^{n_{mod}} \left( (\max Mac_{ij})/n_{mod} * (1 - ( \sum_{i=1}^{n_{mod}} \sqrt{(Freq^i_{exp} - Freq^j_{num})^2/(Freq^i_{exp})^2})) \right) \right) \right) \tag{IV.2.4}$$

- Erreur en déformée pondérée par l'erreur en fréquence normalisée par rapport à la plus grande erreur associée à chaque mode expérimental.
- Erreur en déformée pondérée par l'erreur en fréquence, avec $w1$ et $w2$ les poids à déterminer pour chaque erreur :

$$F7 = 1 - \left( \left( \sum_{i=1}^{n_{mod}} (w_1 * \max Mac_{ij})/n_{mod} \right) * \left( 1 - \left( \sum_{i=1}^{n_{mod}} w_2 * (\sqrt{(Freq^i_{exp} - Freq^j_{num})^2/(Freq^i_{exp})^2} \right) \right) \right) \tag{IV.2.5}$$

La figure IV.12 récapitule les résultats. Le modèle initial, brut, utilise les valeurs issues de la bibliographie et les conclusions du chapitre III pour les hypothèses de modélisation. Quelle que soit la fonction testée, nous avons utilisé 11 paramètres correspondant aux raideurs représentant les fondations et aux modules d'Young et aux masses volumiques des maçonnerie, question qui sera traitée au paragraphe IV.2.2.e. *Errtot* est la moyenne des résultats de l'optimisation de la fonction cible sur les 6 premiers modes, à la fin du processus. *ErrMAC* et *ErrFreq* sont respectivement l'erreur en déformée et l'erreur en fréquence obtenues en moyenne sur les six modes expérimentaux utilisés, avec le jeu de paramètres défini pour *Errtot*.

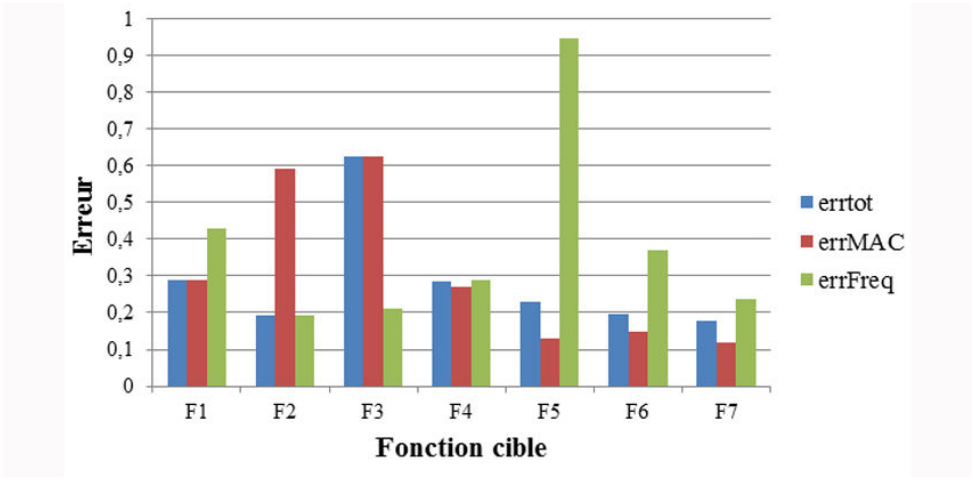



Fig. IV.12 Influence du choix de la fonction cible sur les erreurs finales en fréquence et en déformée

La qualité de l'optimisation finale dépend fortement de la fonction erreur à minimiser. Les deux indicateurs initiaux, MAC et erreur en fréquence, varient jusqu'à 35% selon le choix de

la cible. F1, F2 et F3 ne sont pas pertinentes pour un modèle complexe et ne permettent pas une utilisation automatisée de l'outil de calage. En effet elles n'évitent pas l'appariement dans le désordre des modes. De plus elles font porter les efforts d'optimisation sur des couples de modes parfois inacceptables puisqu'il n'y a pas de test sur l'éloignement des fréquences ou des déformées. F4 est une amélioration des précédentes mais n'est pas suffisante pour gommer ces biais. F5 et F6 sont plus performantes car elles pondèrent, pour chaque couple, l'erreur en déformée par sa pertinence en fréquence et évite donc de se concentrer sur des appariements peu pertinents. Nous avons par la suite utilisé la fonction F7. En effet elle permet, tout en conservant les avantages de F5, d'adapter la fonction cible à ce que l'on connaît le moins dans la structure à caler. Pour le modèle de la nef par exemple, les fréquences du modèle numérique initial sont bonnes mais les déformées beaucoup moins. Nous avons donc utilisé une fonction cible donnant plus de poids au MAC, soit $w_1 = 1$ et $w_2 = 0{,}8$. A l'inverse pour le clocher, les déformées sont proches de l'expérimental mais les fréquences moins, ce qui serait très préjudiciable pour le résultat général vu les poids du clocher dans celui-ci à cause de son élancement. Nous avons donc accordé plus de poids à l'erreur en fréquence avec $w_1 = 0{,}8$ et $w_2 = 1$.

#### d Choix de la taille de la maquette numérique et du type de calage le plus adapté

Outre la fonction cible, les modèles eux-mêmes doivent être définis de façon stratégique. En effet, parce que les édifices étudiés sont à la fois vastes, de géométrie complexe et de mise en œuvre mal maîtrisée, les résultats obtenus avec un modèle du bâtiment complet ou avec un modèle partiel d'un macro-élément bien identifié ne seront pas les mêmes.

##### d.1 Sous-structures - Calage en fréquence et déformée

Prenons le modèle initial de NDG, modèle brut utilisant les valeurs issues de la bibliographie et les conclusions du chapitre III pour les hypothèses de modélisation (section III.4). Les six premiers modes principaux de NDG, sans optimisation, sont illustrés en figure IV.13. MMPX et MMY désignent respectivement la masse modale participative en X et celle en Y.

En comparant ces résultats aux valeurs expérimentales (Cf. figure IV.16), nous notons que :

- la valeur du MAC dénote une très mauvaise corrélation : 0,65 sur les 4 premiers modes en moyenne. Cela provient sans doute en grande partie des conditions aux limites mal adaptées à la situation réelle puisque nous n'avons pu pratiquer aucun test pour qualifier précisément le sol et les fondations. Cependant il est nécessaire de trouver une façon de contourner cet obstacle puisqu'il ne sera pas levé à grande échelle. De même le relevé in-situ, nécessairement rapide vu le nombre très important de bâtiments concernés, ne permet pas de détailler excessivement les modèles en première approche, notamment les détails des assemblages entre les différents éléments ou toutes les variations d'épaisseurs dans un bâtiments très irrégulier. Par exemple nous n'avons pas pu vérifier que les différences d'épaisseur relevées dans le clocher étaient constantes.

- l'erreur moyenne en fréquence est importante. En se limitant aux modes suffisamment importants pour qu'il puissent avoir été enregistrés, elle est supérieure à 15% pour tous les modes présentés. En effet nous avons pris comme référence les valeurs retenues pour les clochers, or la maçonnerie des façades est de moins bonne qualité que celle des clochers, avec un module d'Young sans doute plus bas. De plus, nous avons souligné que les épaisseurs n'avaient pu être mesurées qu'en certains points : portes, têtes de mur ou différences d'épaisseur marquées. Comme la masse volumique de la maçonnerie appareillée du clocher est sans doute différente de celle plus grossière de la nef par exemple, la masse totale de la structure est potentiellement très éloignée de celle du modèle initial. Enfin, les incertitudes sur les masses prises en compte pour la toiture et le bulbe sont fortes. Comme expliqué en section III.4.5, nous avons calculé la masse équivalente de la charpente à partir des relevés disponibles, mais ils sont peu nombreux et il reste des incertitudes sur les caractéristiques réelles des matériaux. Pour le bulbe, nous avons

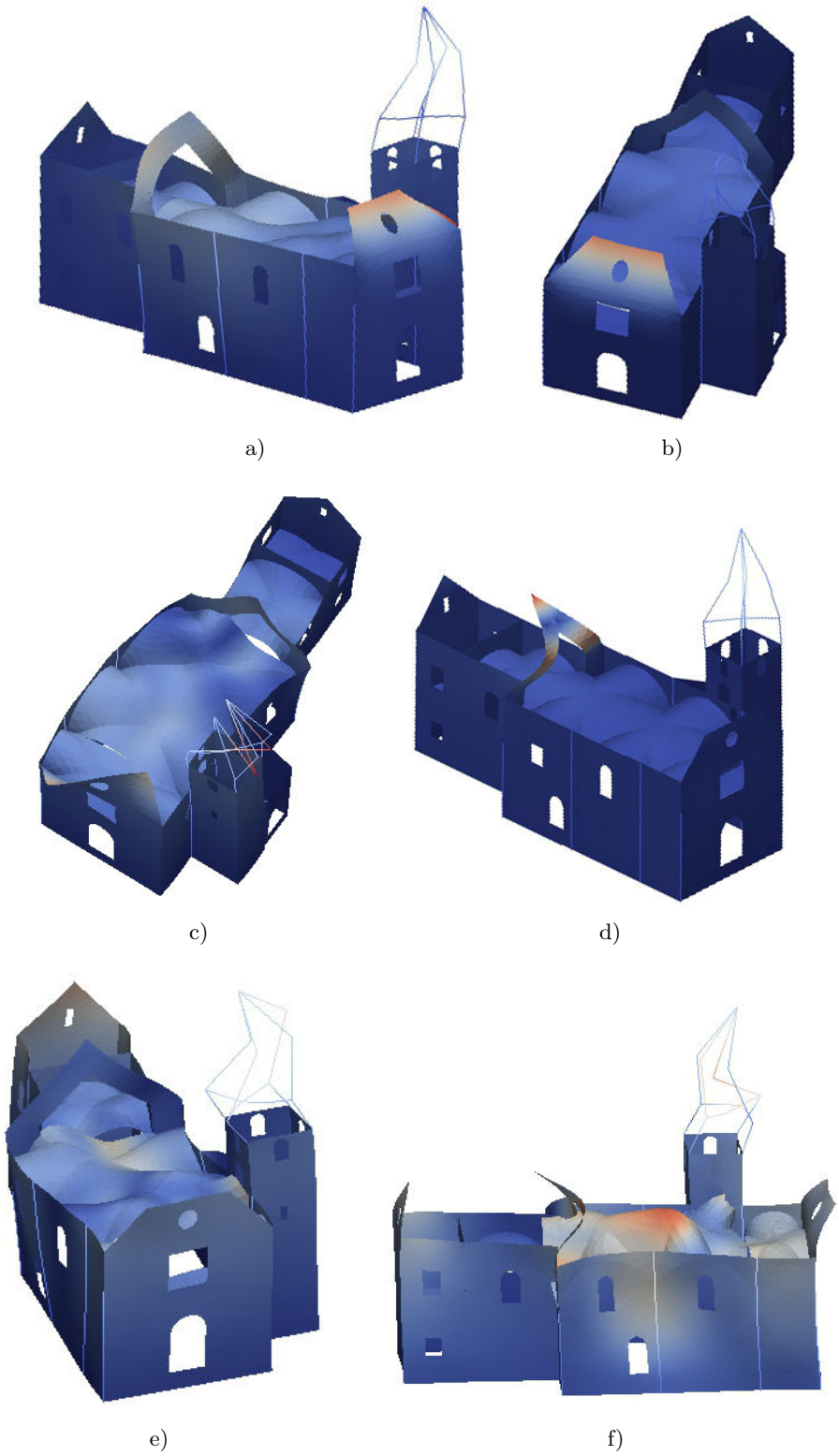



Fig. IV.13 Premiers modes propres de NDG, avant calage. a) Mode 7, 3,5Hz, flexion transv. globale et longit. des frontons d'extrémités, torsion de l'intermédiaire, 31% MMPX, 5% Y. b) Mode 8, 3,9Hz, flexion transv. globale et longit. du fronton d'entrée, 13% MMPX, 4,82% Y. c) Mode 15, 5,0Hz, flexion transv. globale, torsion des frontons, 10,1% MMPX, 5,64% Y. d) Mode 21, 5,9Hz, flexion longit. globale, 0,1% MMPX, 14,9% Y. e) Mode 23, 6,47Hz, flexion transv. globale, forte participation des voûtes, 17,9% MMPX, 2,4% Y. f) Mode 24, 6,7Hz, torsion générale, forte participation des voûtes et frontons, 4,7% MMPX, 26,6% Y.

estimé un volume équivalent (hauteur du bulbe par surface du clocher) associé à une masse à partir des rares relevés disponibles.

- Le critère MAC est sensible aux valeurs extrêmes qui faussent les résultats du bâtiment entier. Les défauts du clocher, élément élancé, risquent de masquer les résultats, bons ou mauvais, obtenus dans les autres parties de la structure.

Il est donc pertinent, dans un premier temps, d'optimiser séparément chaque sous-structure de l'édifice traité, en utilisant les résultats des mesures complètes. Dans le cas des deux églises traitées ici, nous travaillerons donc avec trois modèles partiels : la nef, le chœur et le clocher. Notons que dans chaque maquette les actions des parties manquantes seront prises en compte en complétant la matrice de rigidité du modèle par des appuis aux jonctions comme le décrit Casarin et Modena (2007) pour la cathédrale Santa Maria Assunta. Une fois les modèles partiels recalés séparément, nous les assemblons en un modèle unique. Les jonctions entre chaque sous-partie ou modèle sont réalisées grâce à des rigidités calibrées sur celles représentant la partie absente (nef, chœur ou clocher) dans les modèles découplés.

### d.2 Structure présente dans tous les édifices - Calage en fréquence

Il est donc tout à fait pertinent d'utiliser la base de données constituée par les 18 mesures partielles, réalisées sur les clochers et les travées de nef, pour caler des modèles partiels. Nous proposons de caler en fréquence seule tous les clochers instrumentés. Nous pourrons ainsi adapter les caractéristiques mécaniques issues de la bibliographie, utilisées dans les modèles initiaux, aux maçonnerie de la zone d'intérêt et améliorer les hypothèses de modélisation, notamment la prise en compte du sol et de la pente dans les conditions aux limites. D'une part cela nous permettra de faciliter le calage en fréquence et en déformée de modèles entiers complexes, dans le cas où des mesures ont été faites sur la structure d'origine. D'autre part nous pourrons améliorer les prédictions de tous les modèles proposés, même sans avoir recours aux mesures, en utilisant des valeurs caractéristiques pour les matériaux, les liaisons ou le sol qui seront mieux adaptées à l'ensemble patrimonial étudié. Notre choix de caler les clochers est motivé par plusieurs raisons.

- le *clocher est une tour*, sous-structure identifiable de l'église, dont la hauteur est prépondérante sur toutes les autres dimensions. Il peut être dans ou hors œuvre. L'étude bibliographique montre que les mesures sous bruit ambiant sont particulièrement performantes pour ce type d'ouvrages élancés (Cf section IV.1.1.d). Les signaux devraient donc être de bonne qualité

- la *modélisation de cette structure est plus simple* à réaliser que celle de l'édifice entier car moins de paramètres entrent en jeu. On peut de plus s'attendre à un comportement comparable à celui d'une poutre, hypothèse étudiée par D'Ambrisi *et al.* (2012). Il est ainsi possible de définir le type de déformées auxquelles on s'attend, voire même de comparer les résultats de modèles plus ou moins détaillés à des formules analytiques de la littérature.

- les *conditions aux limites et les paramètres géométriques* influent plus sur la déformée, tandis que les *caractéristiques des matériaux* modifient d'avantage la fréquence. Ces informations sont cruciales mais difficiles à obtenir. En effet, à grande échelle il est impossible de faire des tests intensifs dans chaque église. De plus, même en cas de tests nombreux, la maçonnerie est tellement hétérogène et l'histoire des modifications de chaque bâtiment complexe, qu'on ne pourrait de toutes façons avoir au mieux que des moyennes. En prenant les caractéristiques des matériaux utilisées dans ces modèles plus simples comme les variables à optimiser afin de caler le modèle sur les mesures, nous déterminons de fait les caractéristiques mécaniques moyennes de la structure. C'est ce que Russo *et al.* (2009) propose pour un seul bâtiment sur le clocher de San Andrea à Venise. En adaptant cette procédure à un grand nombre de structures similaires, ici tous les clochers instrumentés dans le cadre des mesures partielles ou complètes, nous mesurons une gamme de valeurs mécaniques moyennes, plus adaptées à la région étudiée que les valeurs disponibles dans la littérature.

- cette *sous-structure est présente dans tous les édifices* du patrimoine traité. Il sera donc

possible de faire des comparaisons intéressantes, notamment en terme de rapport entre l'élancement, le module d'Young, la masse volumique et la fréquence. Nous pourrons aussi transposer plus aisément les conclusions en terme d'hypothèse de modélisation pour chaque type de clocher, défini en fonction de son type de connexion avec la nef, d'un bâtiment à l'autre.

En les utilisant comme paramètres d'optimisation, nous mesurons $E$, $\rho$ et les raideurs en X et Y représentant les liaisons avec le sol et la nef. Nous avons effectué le calage des modèles en fréquence uniquement, information disponible pour toutes les églises instrumentées. Les fréquences numériques retenues sont celles des modes ayant le pourcentage de masse modale le plus important en X et en Y. Pour effectuer cet ajustement, la fonction erreur, à partir des fréquences en X et en Y mesurées (exp) et calculées (num), est la suivante :

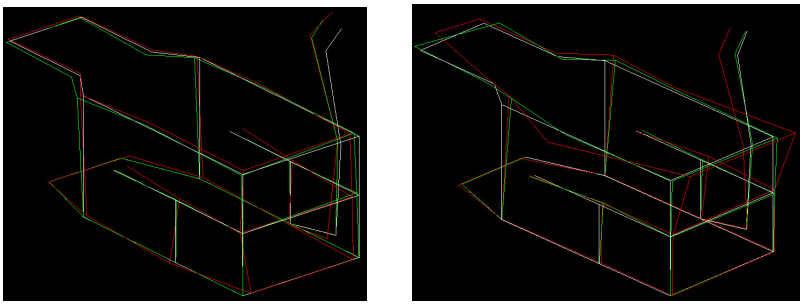
$$ErrFreq = \sqrt{\frac{(Freq_{exp}X - Freq_{num}X)^2}{Freq_{exp}X^2} + \frac{(Freq_{exp}Y - Freq_{num}Y)^2}{Freq_{exp}Y^2}} \tag{IV.2.6}$$

#### e Choix des paramètres du calage - pertinence du nombre d'inconnues à retenir

Le choix des paramètres, contraintes que l'on se donne lors de la recherche du minimum de la fonction cible, est le dernier point important à définir. Vu le peu d'informations disponibles sur l'ensemble des ouvrages, les paramètres potentiels sont extrêmement nombreux. De plus, la légèreté des modèles partiels utilisés lors des deux premières étapes, réduit le temps nécessaire à l'analyse modale. Ceci permet d'augmenter si besoin le nombre de paramètres pris en compte dans le processus d'optimisation afin d'améliorer les hypothèses de modélisation.

Par exemple, la figure IV.14 montre que les déplacements enregistrés au niveau du sol ne sont pas pris en compte par le modèle initial dans lequel la ligne de fondation est encastrée. Nous avions opté pour cette modélisation (Cf section III.4.3) car c'était l'option la plus adaptée au faible niveau d'information disponible à grande échelle. Sur les modèles partiels il est possible de les représenter suivant la méthode Winkler, en calibrant les appuis élastiques ou ressorts substitués au sol comme expliqué plus haut pour les caractéristiques mécaniques. De même nous avions tenu compte des remplissages de baies postérieurs à la construction en diminuant l'épaisseur du mur de 10% selon nos observations. Mais dans les modèles partiels il est possible de prendre aussi en compte les maçonneries d'époques et de modes constructifs différents.

Les paramètres possibles sont donc très nombreux. Outre les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie, $E$, $\rho$ et $\nu$, des variables géométriques peuvent être prises en compte dans les parties peu accessibles, épaisseur des plaques ou sections des poutres. Les raideurs transversales



a) b)

Fig. IV.14 Inadéquation de la modélisation des fondations : déplacement en pied de murs non pris en compte. Déformée aux points de mesure : rouge = expérimental, vert = numérique. a) mode 2 expérimental. b) mode 5 expérimental.

| **Nombre de paramètres** | **MAC** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | **mode 1** | **mode 2** | **mode 3** | **mode 4** | **moyenne** |
| 5 | 0,53 | 0,46 | 0,47 | 0,52 | 0,49 |
| 16 | 0,79 | 0,90 | 0,85 | 0,76 | 0,83 |
| 35 | 0,86 | 0,84 | 0,91 | 0,89 | 0,87 |
| 43 | 0,92 | 0,82 | 0,96 | 0,90 | 0,90 |
| **Nombre de paramètres** | **Erreur en fréquence** | | | | |
| | **mode 1** | **mode 2** | **mode 3** | **mode 4** | **moyenne** |
| 5 | 12,79% | 6,33% | 53,58% | 44,76% | 29,36% |
| 16 | 17,36% | 0,80% | 3,93% | 13,73% | 8,96% |
| 35 | 2,58% | 25,05% | 4,23% | 0,25% | 8,03% |
| 43 | 5,60% | 2,42% | 14,29% | 9,62% | 7,98% |

Table IV.2 Influence du nombre de paramètres utilisés pour l'optimisation d'un modèle du clocher de NDG : évolution du MAC et de l'écart en fréquence.

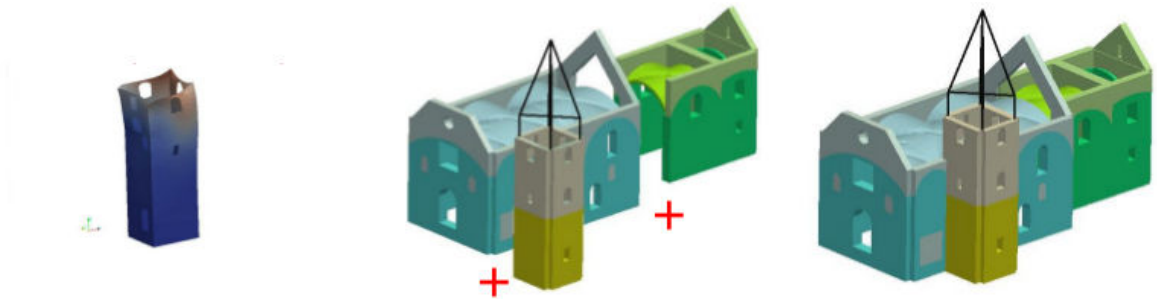
et longitudinales des appuis et des éléments joints représentant respectivement le sol et les parties manquantes des modèles sont aussi des paramètres possibles. Enfin, les caractéristiques de la charpente, évaluées selon les informations de la bibliographies peuvent aussi être utilisées comme des paramètres importants, notamment leur masse qui joue un rôle important car elle est bien au-dessus du centre de gravité de l'ouvrage.

Le tableau IV.2 récapitule les résultats des calages du modèle initial du clocher de NDG en fonction du nombre de paramètres utilisés. Les valeurs comparées sont le MAC et l'erreur en fréquence. Avec 5 paramètres (Masses volumiques et épaisseur des parties haute et basse, masse de la couverture et de la charpente), l'erreur en fréquence est acceptable pour les 2 premiers modes, mais trop importante ensuite. Le critère MAC est très mauvais : 0,5. Nous avons ensuite ajouté 12 paramètres en particularisant les précédents par façade et en ajoutant les raideurs des ressorts figurant le sol. Les résultats commencent à devenir cohérents pour tous les modes, en fréquence et en déformée. Avec 43 paramètres (les précédents, particularisés par façades pour les parties fondations, basse, haute et de remplissage, ainsi que les modules d'Young dans ces zones et la masse du bulbe), la valeur moyenne du MAC passe à 0,92, et l'écart en fréquence est comprise entre 0 et 7%. Notons aussi que la valeur du critère MAC est effectivement plus faible pour le mode 1. En effet le premier mode de la structure complète fait intervenir la flexion du fronton de la façade (Cf Fig IV.16a), soit un mode avec une masse modale participative du clocher faible. Sur le modèle de clocher, il est donc difficile de sélectionner automatiquement le mode à apparier, puisque la masse modale ne peut plus être un critère discriminant.

Ces résultats montrent l'importance cruciale des paramètres retenus. En effet, même dans des modèles restreints, leur multiplication ne sera pas acceptable. Elle rend l'optimisation de plus en plus ardue et coûteuse tout en étant trompeuse puisqu'on ne pourra pas contrôler in-situ la pertinence des valeurs obtenues numériquement. De plus, ce ne serait plus une méthode rapide puisqu'il faudrait agrandir la base d'apprentissage en conséquence. Pour optimiser une fonction avec plus de 100 paramètres, il faudrait tirer plus de $2^{100}$ couples dans la base d'apprentissage et procéder à autant d'analyses modales. Or nous avons souligné que la résolution mécanique prenait bien plus de temps que l'optimisation ou recherche de minimum. Il est donc crucial de choisir les paramètres les plus pertinents. Nous recommandons donc de procéder à une analyse de sensibilité de tous les paramètres possibles, au moins pour le premier recalage au sein d'un type structurel donné. Cette analyse permettra de choisir les paramètres qui ont le plus de poids dans la modification de la réponse du bâtiment et de ses sous-structures.

Nous proposons donc de suivre la méthode de calage illustrée en figure IV.15 :

a) Sur tout le panel, *affinement des valeurs caractéristiques* issues de la bibliographie en



a) b) c)

Fig. IV.15 Méthode d'optimisation et de calage des modèles. a) Calage en fréquence d'une sous-structure caractéristique - Affinement des valeurs des matériaux. b) Calage de modèles partiels de sous-structures en fréquence et déformée. c) Calage global final.

calant en fréquence sur les mesures partielles le modèle d'une sous-structure de l'ouvrage, bien identifiée et présente dans tous les édifices, le clocher dans notre étude. Les paramètres utilisés sont $E$ et $\rho$ de la maçonnerie et les raideurs figurant les fondations et la partie manquante. Les valeurs obtenues servent de bornes pour le calage suivant.

b) Sur l'édifice traité, *calage de modèles partiels* des les macro-éléments identifiables de l'ouvrage, soit ici la nef, le chœur et le clocher. Le calage s'effectue en fréquence et en déformée sur les mesures complètes. La dizaine de paramètres est choisie par analyse de sensibilité sur les macro-éléments, dans les bornes fixées précédemment. Les valeurs des raideurs figurant les parties manquantes serviront de bornes pour caler les raideurs de liaison en dernière étape.

c) Sur l'édifice traité, *calage du modèle global*, constitué des modèles partiels avec leurs jeux de paramètres optimums. Le calage s'effectue en fréquence et en déformée, sur les mesures complètes, avec un jeu réduit de paramètres : les raideurs de liaison entre les macro-éléments, ici nef/chœur, nef/clocher et nef/appentis, dans les bornes fixées précédemment. On optimise ainsi les temps de calcul puisque les calages à plusieurs contraintes nécessitant de reconstruire toutes les matrices ont été faits sur les modèles partiels plus légers.

## IV.3 Résultats des différentes étapes

### IV.3.1 Mesures effectuées et AME

#### a Résultats en fréquences et déformées

Dans le cas des instrumentations complètes, nous avons déterminé les fréquences et les déformées des 6 premiers modes de la structure, comme illustré en IV.16 pour NDG. Le *mode 1* est un mode de flexion transversale générale, avec torsion du clocher. Le *mode 2* est assez semblable pour le corps de l'église, avec une flexion du clocher plus marquée en Y. Le *mode 3* est un mode général de torsion, très prononcée à la jonction nef/chœur. La flexion du clocher est marquée en X. Le *mode 4* est un mode de flexion longitudinale en opposition de phase de tout le corps de l'église, avec une composante de flexion transversale au niveau de la jonction Nef/chœur, et de torsion du clocher. Le *mode 5* présente des déplacements en opposition de phase entre la nef et le chœur dans la direction X, et une flexion du clocher marquée en X. Le *mode 6* est caractérisé par une torsion générale, très marquée à la jonction nef/chœur et au niveau du clocher.

Les mesures partielles nous ont permis de déterminer les fréquence propres des éléments mesurés, soit les clochers et une travée de nef. Nous avons aussi pu déterminer des déplacements

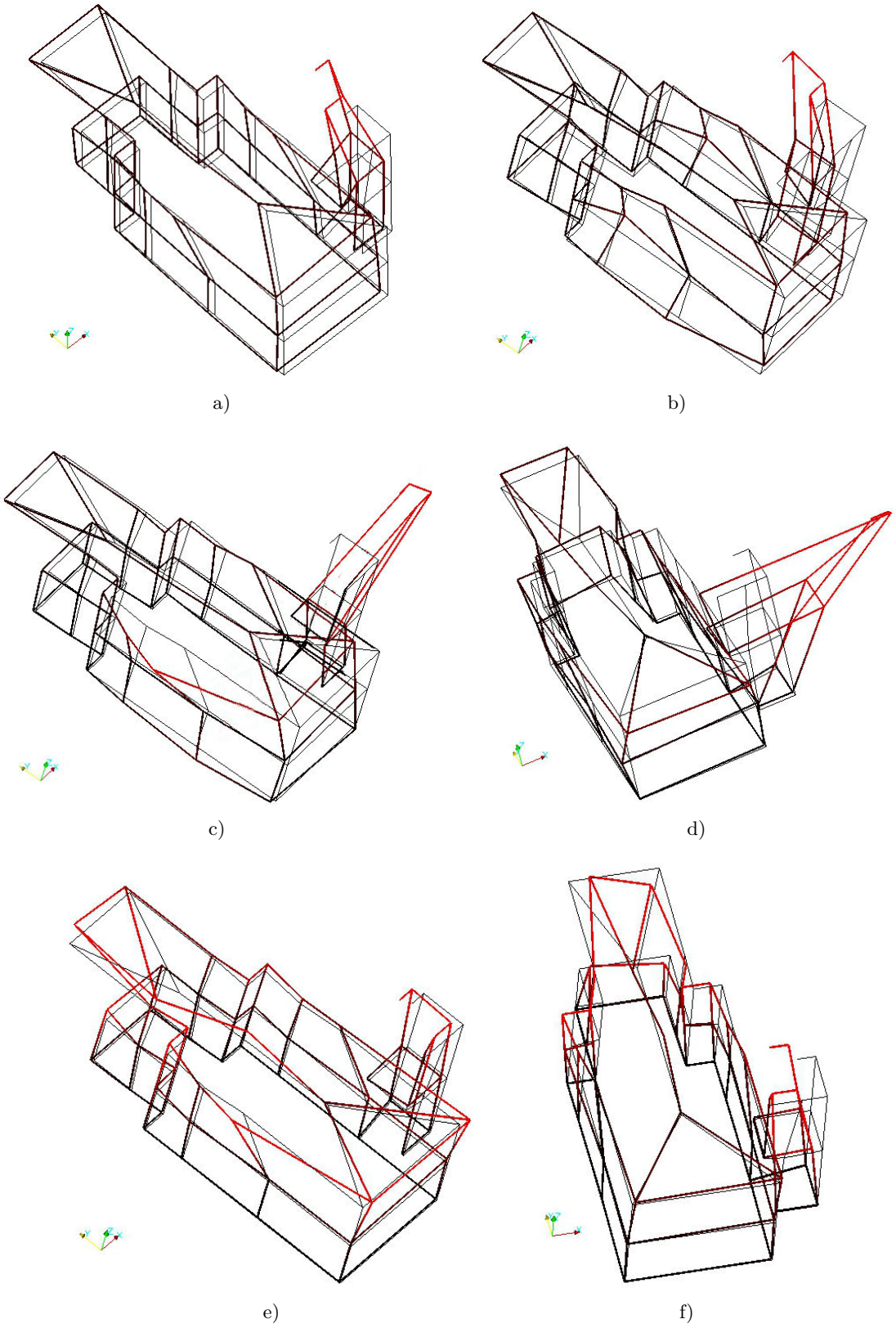



Fig. IV.16 Résultats des mesures sur NDG : description des 6 premiers modes propres. a) Mode 1 : 4,80Hz. b) Mode 2 : 5,60Hz. c) Mode 3 : 5,99Hz. d) Mode 4 : 6,67Hz. e) Mode 5 : 7,58Hz. f) Mode 6 : 7,58Hz.

relatifs quand plusieurs capteurs avaient été utilisés, par exemple entre le bas et le haut du clocher ou entre les deux murs opposés de la nef.

### b Qualité des mesures et adéquation au patrimoine traité

La figure IV.17 montre un enregistrement de 15 minutes au RDC, au milieu et au sommet du clocher de l'église des Contamines. On constate nettement l'amplification du signal enregistré au RDC par le bâtiment, aussi bien en amplitude qu'en fréquence. On peut voir également que la fréquence propre du bâtiment est également enregistrée au rez-de-chaussée. Gueguen (2000), cela signifie qu'un couplage entre le bâtiment, sa fondation et le sol existe (interaction sol-structure). Les déformées présentées en figure IV.16 confirment cette constatation : on note des déplacements même au niveau des fondations.

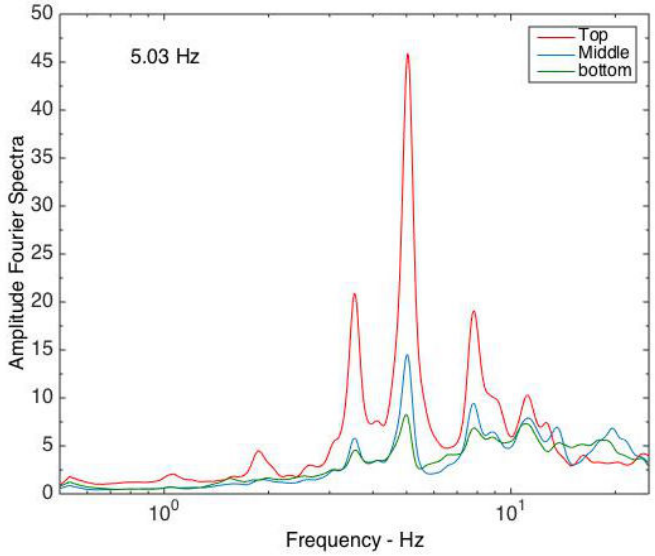
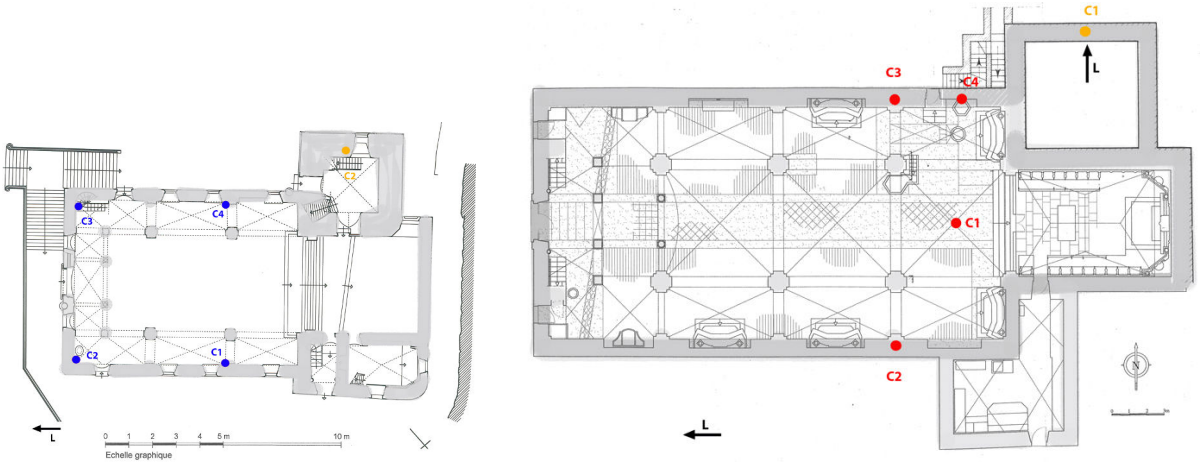



Fig. IV.17 Enregistrement au sommet, au milieu et au rez-de-chaussée de l'église des Contamines : amplification en fréquence et en amplitude du signal enregistré au RDC.

Les fréquences de résonance mesurées sous vibrations ambiantes semblent cohérentes avec celles calculées. Il est possible d'apparier visuellement les 6 premiers modes de NDG avec des déformées expérimentales de même type et des écarts en fréquence inférieurs à 20%. Les résultats sont similaires sur les clochers et les travées de nef des 18 autres églises. Toutefois ces premiers appariements ne sont pas satisfaisants car l'ordre des modes expérimentaux n'est pas toujours respecté dans la base numérique, comme nous l'avions souligné en présentant les différentes fonctions erreur testées. Les modèles ne sont donc pas satisfaisants et nécessitent un recalage.

L'AutoMAC expérimental (IV.2b) présente des termes importants hors diagonale. De plus les modes 1-2 et 3-4 sont proches, ce qui signifie qu'ils seront difficile à décrire puis à apparier (Cf section IV.1.1.b). Ceci peut dénoter un manque de capteurs pour enregistrer des modes plus locaux. Par exemple, le mode 1 numérique est en partie dominé par l'oscillation en Y du fronton de la façade d'entrée (IV.13) et correspond bien en fréquence au mode 1 expérimental. Or nous n'avons pas pu placer de capteurs sur le fronton, ce qui rend difficile l'appariement des deux déformées. Il faudra donc identifier les modes avec les capteurs à disposition, et ce sont ces modes qui serviront au calage. Le MAC pourra donc être plus mauvais sur le mode 1 expérimental que sur le mode 2. La même remarque peut être faite sur les modes transversaux 3 et 4.

Enfin, nous retrouvons bien les caractéristiques géométriques des structures dans les enregistrements (Cf G). Comparons par exemple les enregistrements dans les nefs et clocher de




a) b)

Fig. IV.18 Positions des capteurs dans des églises de types structurels différents. a) Église Saint Maxime de Beaufort sur Doron, type 8, 1663-1667. b) Église Saint Grat d'Albertville-Conflans, type 7, 1701-1716.

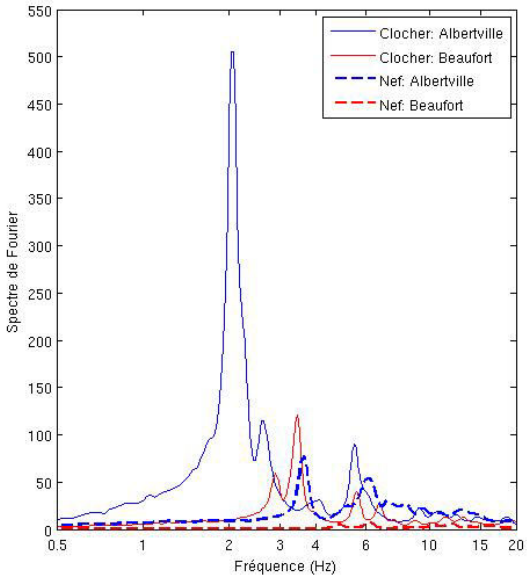



Fig. IV.19 Comparaison des spectres : fréquence plus basse et amplitude plus élevée pour la nef comme pour le clocher de l'église la plus élancée, Conflans.

| Titulature | | ND-de-l'Assomption | Saint-Maxime |
|---|---|---|---|
| Région<br>Commune | | CS<br>**Alb.**<br>**Conflans** | Beauf.<br>**Beaufort**<br>**sur D.** |
| clocher | larg. (m) | 8 | 4,3 |
| | long. (m) | 8,5 | 4,5 |
| | haut. (m) | 31 | 15 |
| | Max FFT | 505,7 | 120,9 |
| | Fréq. en X (Hz) | 2,067 | 3,467 |
| Nef | larg. (m) | 16 | 13 |
| | long. (m) | 38 | 23 |
| | haut. (m) | 10,5 | 7,8 |
| | Max FFT | 77,71 | 7,088 |
| | Fréq. en Y (Hz) | 3,633 | 6,167 |

Table IV.3 Dimensions des nefs et clochers des églises de Beaufort-sur-Doron et de Conflans - Maximum des spectres de Fourier

deux églises de types structurels différents. La figure IV.18 rappelle les emplacements des capteurs et présente les plans des églises Saint-Maxime de Beaufort-sur-Doron et de Saint-Grat à Albertville-Conflans (pour plus d'informations, se reporter à l'annexe G). Le tableau IV.3 récapitule les grandes dimensions de ces ouvrages. Les spectres de mesures effectuées dans la nef et le clocher sont exposés en figure IV.19 : capteurs C1 dans le clocher et C2 dans la nef pour Conflans, C1 dans le clocher et C1 dans la nef pour Beaufort.

Les deux mesures présentées ont été effectuées au même endroit dans les deux églises : direction longitudinale, dans le clocher et sur le mur gouttereau opposé. Pour les mesures sur les clochers, l'importance de leur l'élancement ainsi que l'influence de leur position par rapport au corps de l'église sont très nettes. Celui de Beaufort est plus trapu et est encastré dans l'église sur une grande partie de sa hauteur. Il présente donc en effet des fréquences plus élevées et des amplitudes moins importantes que celles mesurées à Conflans. De même pour les mesures sur la travée : les critères d'irrégularité du plan, de l'élancement des murs et de la position de la tribune sont bien visibles. La nef de Conflans est élancée, plus longue et présente une tribune limitée à une partie seulement de la première travée de nef. Ses fréquences sont basses, avec des amplitudes élevées. A l'inverse l'église de Beaufort est beaucoup plus trapue, et présente une tribune en U qui couvre la quasi intégralité des collatéraux et toute la première travée de la nef. Sa forme en U en fait un très bon raidisseur, ce qui se lit dans ses fréquences plus élevées, avec des amplitudes plus faibles que celles de Conflans. Ce type de mesures réalisées est donc effectivement bien adapté à la fois à la maçonnerie et à ces bâtiments complexes. Il peut être utilisé sur autre chose que des petites structures, des portions d'édifices ou des structures élancées.

## IV.3.2 Calage en fréquence de tous les clochers

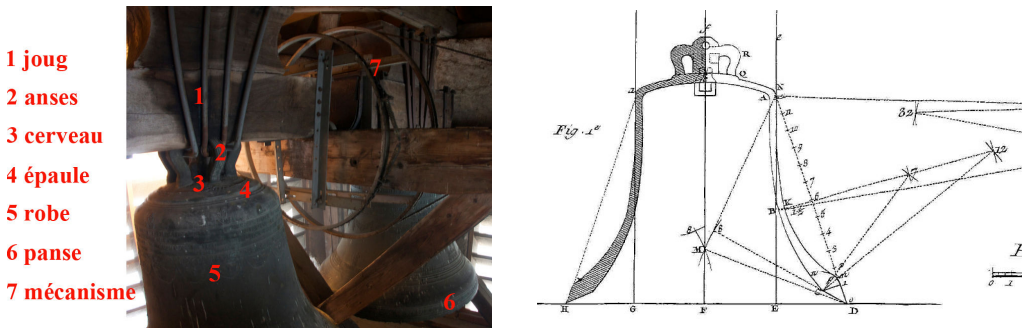
### a Points clés dans la définition du modèle éléments finis

Le calage des modèles de 16 clochers nous a permis de souligner l'importance de la définition du modèle. Trois éléments, détaillés ici, sont cruciaux dans la définition des modèles

#### a.1 Cloches, beffroi et mécanisme.

Les cloches et toutes les structures les entourant constituent une masse importante en tête de clocher, parfois même au-dessus de la partie maçonnée, comme à NDG.

*Un peu d'histoire.* Les différentes parties d'une cloche sonnée à la volée, comme c'est encore le plus souvent ici, sont représentées en figure IV.20. Toutes les cloches du patrimoine étudié sont de forme "gothique", forme fixée au XVIe et XVIIe siècle avec la diffusion des premiers traités Gouriou (2006). Le tracé d'une cloche permet d'obtenir un accord entre le son fondamental et la tierce, la quinte, l'octave... Il n'est donc pas possible de modifier considérablement sa géométrie sans modifier la hauteur des notes et la désaccorder. Les différences entre les tracés de chaque fondeur, comme le type d'accrochage de la cloche, la forme des anses et le procédé d'accordage,




a) b)

Fig. IV.20 Descriptifs d'une cloche de forme gothique. a) Terminologie sur une des cloches de Saint-Nicolas de Veroce. b) Extrait de la planche "Fonte des cloches, échantillons et diapasons" Diderot et D'Alembert (1753).

sont donc des petites variations, que l'on peut négliger pour estimer la masse de la cloche.

*Masse volumique.* Pour un type de tracé donné, la géométrie d'une cloche est caractérisée par son profil $d/t$, avec $d$ son diamètre au niveau de la bouche, et $t$ son épaisseur au niveau de la panse. Les profils les plus courants pour les cloches sonnées à la volée sont compris entre 11 et 15. D'autre part, le bronze des cloches est un alliage contenant environ $78-80\%$ de cuivre et $20-22\%$ d'étain, parfois remplacé par du plomb moins coûteux, dans des proportions variables (Rupp, 2006). La masse volumique des cloches anciennes est donc variable : 8850kg/m$^3$ pour Barré et Barré (1896), mais 8434kg/m$^3$ pour Beconcini *et al.* (2001). Nous avons retenu une masse volumique de 8800kg/m$^3$ qui semble adaptée aussi aux cloches d'aujourd'hui.

*Poids.* Pour estimer le poids des cloches sans disposer de leur plan de tracé, nous avons utilisé la méthode de construction de Diderot et D'Alembert (1753), donnant le tracé d'une cloche en fonction de son diamètre (Fig IV.20). Grâce aux relevés effectués sur place, nous avons construit le plan et le modèle associés de chaque cloche afin de déterminer son volume et son inertie. De cette façon, nous avons estimé la poids des cloches présentes dans les clochers. Nous retrouvons bien ceux donnés par les fondeurs pour des cloches de $d > 60$cm. Nous avons aussi pu valider notre méthode et une partie de nos calculs grâce aux relevés de la Société Française de Campanologie (SFC) effectués sur les cloches de trois églises de l'ensemble.

*Joug, mécanisme, beffroi.* Il faut ensuite prendre en compte le joug et le mécanisme permettant faire sonner les cloches à la volée (Fig IV.20a). D'après la SFC, ce système double le poids initial de la cloche considérée. De plus, il est maintenu dans le clocher par une charpente appelée beffroi. Initialement en bois, ce beffroi présente une masse semblable à celle de l'ensemble des cloches. Il a parfois été remplacé par une charpente métallique, comme à Argentière dans les années 1980. Le tableau IV.4 récapitule les informations concernant les cloches des clochers étudiés. On voit que le système cloches/mécanisme/beffroi peut conduire à l'ajout de masses non négligeables en tête de clocher : plus de 10 tonnes dans les églises les plus importantes.

| **Eglise** | **Cloches** | **masse cloches** | **Avec mécanisme** | **Beffroi** | **masse beffroi** | **masse totale** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Alb. ; Conflans | 4 | 3,86E+03 | 7,72E+03 | bois | 3,86E+03 | 1,16E+04 |
| Argentière | 4 | 2,15E+03 | 4,30E+03 | acier | 2,15E+03 | 6,45E+03 |
| Beaufort-sur-D. | 4 | 4,69E+03 | 9,37E+03 | bois | 4,69E+03 | 1,41E+04 |
| Cohennoz | 4 | 1,93E+03 | 3,85E+03 | bois | 1,93E+03 | 5,78E+03 |
| Combloux | 4 | 2,68E+03 | 5,35E+03 | bois | 2,68E+03 | 8,03E+03 |
| Cordon | 4 | 2,78E+03 | 5,56E+03 | bois | 2,78E+03 | 8,34E+03 |
| Les Esserts | 3 | 1,43E+03 | 2,85E+03 | bois | 1,43E+03 | 4,28E+03 |
| LL ; Grand-Naves | 4 | 2,57E+03 | 5,14E+03 | bois | 2,57E+03 | 7,71E+03 |
| LL ; Naves-Fontaines | 4 | 2,95E+03 | 5,90E+03 | bois | 2,95E+03 | 8,85E+03 |
| LL ; Petit Cœr | 3 | 2,00E+03 | 4,00E+03 | bois | 2,00E+03 | 6,00E+03 |
| CM, NDG | 2 | 1,50E+03 | 3,00E+03 | bois | 1,50E+03 | 4,50E+03 |
| CM, village | 3 | 2,20E+03 | 4,40E+03 | acier | 2,20E+03 | 6,60E+03 |
| St-Paul sur I. | 4 | 2,98E+03 | 5,96E+03 | bois | 2,98E+03 | 8,94E+03 |
| St-Gervais-les-Bains | 3 | 2,45E+03 | 4,90E+03 | bois | 2,10E+03 | 7,00E+03 |
| St-G.-les-B. ; Veroce | 3 | 2,45E+03 | 4,90E+03 | bois | 2,45E+03 | 7,35E+03 |
| St-Nicolas-la-Ch. | 8 | 3,69E+03 | 7,38E+03 | bois | 3,69E+03 | 1,11E+04 |
| Servoz | 3 | 1,10E+03 | 2,20E+03 | bois | 1,10E+03 | 3,30E+03 |
| Héry | 3 | | 0,00E+00 | bois | | 0,00E+00 |
| Vallorcine | 3 | 9,10E+02 | 1,82E+03 | bois | 9,10E+02 | 2,73E+03 |
| Villard sur D. | 5 | 2,30E+03 | 4,60E+03 | bois | 2,30E+03 | 6,90E+03 |

Table IV.4 Nombre et masses des cloches, type de beffroi pour les églises instrumentées

### a.2 Flèches et bulbes.

Les clochers de Maurienne sont surmontés d'une flèche en tuf très caractéristique, alors qu'en vallée de Chamonix, Beaufortain et Tarentaise, il s'agit d'une charpente bois avec une couverture en fer blanc de structure plus ou moins complexe (Cf II.3). Toutes les mesures ayant été faites dans la partie nord de l'ensemble, nous avons estimé une masse volumique moyenne pour ce dernier type de clocher à partir des caractéristiques de chaque matériau, listées en III.3. Cela nous permet de tenir compte de sa complexité et de la hauteur, qui définissent directement le linéaire de charpente donc la masse totale. Nous avons estimé le linéaire en extrapolant ceux décomptés dans les trois seuls relevés de charpentes de clocher que nous avions. Il faudrait donc faire ce même travail pour les clocher à flèche de pierre, après avoir vérifié leur mise en œuvre.

### a.3 Conditions aux limites.

Les clochers du corpus sont des sous-structures élancées, toutes carrées, en contact avec le corps de l'église sur un, deux voire trois de leurs côtés. Comme souligné par Sepe *et al.* (2008), le clocher peut être inclus ou en excroissance par rapport à la nef, et ce jusqu'au haut des murs gouttereaux (FigIII.7). Le tableau IV.5 récapitule les caractéristiques de chaque clocher, ainsi que sa position vis à vis de la nef.

Nous avons montré, en testant plusieurs modélisations différentes listées dans le tableau IV.6, que la prise en compte de ces spécificités était capitale pour reproduire convenablement leur comportement dynamique. Les caractéristiques des matériaux utilisées sont issues de la bibliographie, et sont recensées en III.3. Les dimensions géométriques et épaisseurs de mur proviennent des relevés effectués in-situ, comme expliqué en II.2.2. Dans le cas d'épaisseurs variables dans la hauteur du clocher et lorsque nous avions pu les mesurer, nous avons utilisé une épaisseur moyenne à chaque étage.

La figure IV.21 montre que sur un même modèle initial, sans modification des paramètres matériaux, on atteint 50% de différence en fréquence du modèle le plus grossier (BT1) au plus raffiné (BT6). Le modèle BT6 n'apporte aucune amélioration supplémentaire. En effet, il s'agit majoritairement d'églises rurales, avec un accès au beffroi par des escaliers ou le plus souvent

| Eglise | Dimensions (cm) | | | | | Fréquences (Hz) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | h. nef | h. clocher | Plan | Ep. murs | Tirants | X | Y |
| Alb, ; Conflans | 1040 | 3102 | 800 x 910 | 85 - 250 | 0 | 2,23 | 2,07 |
| Argentière | 733 | 1508 | 500 x 450 | 130 - 115 | 2 | 3,37 | 4,47 |
| Beaufort-sur-D, | 852 | ? | 430 x 390 | 95 - 120 | 3 | 3,23 | 3,46 |
| Cohennoz | 762 | 1530 | 585 x 460 | 75 - 110 | 3 | 3,16 | 3,10 |
| Combloux | 862 | 2240 | 510 x 630 | 107 - 163 | 0 | 2,13 | 3,57 |
| Cordon | 1020 | 2100 | 630 x 630 | 80 - 120 | 4 | 4,47 | 3,30 |
| Les Esserts | 630 | ? | ? | 64 - 112 | 2 | 5,07 | 6,20 |
| LL ; Grand-Naves | 727 | 1252 | 450 x 490 | 77 - 102 | 3 | 4,67 | 5,37 |
| LL ; Naves-Fontaines | 923 | 1660 | 526 x 400 | 86 - 106 | 2 | 3,83 | 3,83 |
| LL ; Petit Cœur | 928 | 1275 | 470 x 470 | 65 - 107 | 2 | 4,07 | 4,67 |
| CM, NDG | 770 | 1170 | 470 x 420 | 72 - 113 | 3 | 4,90 | 8,37 |
| CM, village | 860 | 1500 | 590 x 490 | 120 - 125 | 2 | 3,70 | 5,03 |
| St-Paul sur I, | 1012 | 1821 | 543 x 527 | 100 - 110 | 0 | 3,20 | 4,40 |
| St-Gervais-les-Bains | 913 | 1308 | 806 x 806 | 80 - 140 | 0 | 3,50 | 3,50 |
| St-G,-les-B, ; Veroce | 1170 | 1640 | 550 x 550 | 90 - 132 | 0 | 6,73 | 6,20 |
| St-Nicolas-la-Ch, | 1120 | 5400 | 640 x 640 | 90 - 105 | 4 | 3,03 | 3,03 |
| Servoz | 659 | 1270 | 547 x 582 | 100 - 120 | 3 | 3,60 | 4,40 |
| Héry | 810 | ? | ? | 82 - 142 | 3 | 3,57 | 3,47 |
| Vallorcine | 795 | 1200 | ? | 76 - 102 | 3 | 3,97 | 5,07 |
| Villard sur D, | 760 | 1893 | 460 x 445 | 81 - 109 | 8 | 2,67 | 2,67 |

Table IV.5 Dimension, position et caractéristiques des clochers modélisés

| Modèle de clocher | Hypothèses de modélisation |
|---|---|
| BT1 | clocher encastré au niveau du sol |
| BT2 | faces du clocher en contact avec la nef encastrées sur toute la hauteur des murs gouttereaux |
| BT3 | Représentation du sol selon la méthode de Winkler. Raideurs modélisant les interfaces avec le sol et la nef |
| BT4 | BT3 + masse des cloches + mécanismes + beffroi |
| BT5 | BT4 + charge déportée du bulbe ou de la flèche |
| BT6 | BT5 + escaliers modélisés en poutres |

Table IV.6 Hypothèses de modélisation pour les clochers, par complexité croissante

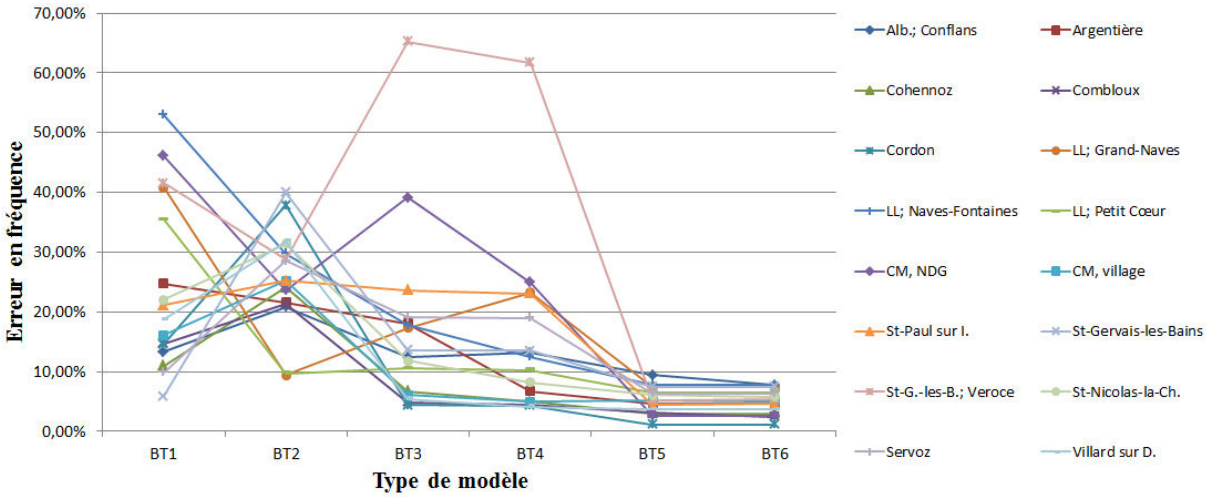



Fig. IV.21 Comparaison des écarts en fréquence des différents modèles de clochers testés, pour un jeu de paramètres matériaux fixé

des échelles de bois, parfois très rudimentaires. Ces installations n'apportent aucune raideur au clocher, de même que les planchers de bois souvent partiels et peu entretenus (Cf. fig. IV.22a). Les deux églises exceptions, Saint-Gervais les Bains et Combloux, sont des ouvrages plus imposants, de construction beaucoup plus riche, qui réutilisent une tour préexistante. Le premier étage de ces tours, défensive dans le cas de Saint-Gervais, est constitué de murs beaucoup plus épais, avec des escaliers de pierre jusqu'à une hauteur de 3m environ (Cf. fig IV.22b).

Cette différence marquée entre les différents modèles montre que même en cherchant la simplification maximale, il est impératif de modéliser la rigidité du reste de l'église, comme souligné par les différences entre les modèles BT1, BT2 et BT3. On peut aussi vérifier sur les modèles BT3 et BT4 que la prise en compte des cloches, du beffroi, du bulbe et de la couverture du clocher ne doit pas être négligée avant de commencer l'optimisation en fréquence, comme expliqué plus haut. L'erreur baisse de 27% en prenant en compte ces éléments. On peut d'ailleurs noter que l'estimation initiale de la masse des clochers était correcte. En effet les résultats de calibration ne varient pas de plus de 10% de la valeur estimée prise comme paramètre d'optimisation, soit 250kg/m$^3$. Le volume est celui de la flèche, approximé comme une pyramide de hauteur identique à celle de la flèche et de base correspondant à la surface du clocher. Par la suite nous avons donc conservé cette valeur, toutes les flèches des clochers mesurés étant en charpente.

Le modèle BT5 présente les écarts en fréquence les plus faibles pour la plupart des modèles, comprises entre 1,15% et 9,4% tout en étant plus simple que le modèle BT6. C'est donc celui que nous avons retenu pour les calages de clochers, puis dans le calage général par la suite.

a)

b)

Fig. IV.22 Accès aux clochers. a) Planchers et échelles courants, Villard-sur-Doron. b) Escalier maçonné extérieur exceptionnel, St Grat Conflans.

### b Valeurs mécaniques adaptées au patrimoine étudié

Le calage en fréquence que nous avons effectué est très satisfaisant pour les 16 clochers modélisés. Sur les premiers modes de masse modale supérieure à 15% de la masse totale dans les directions X et Y, l'erreur en fréquence est inférieure à 6%, sauf pour le clocher de l'église d'Albertville avec 8% d'erreur. En effet la modélisation de ce clocher est plus complexe car l'église est implantée sur une forte pente. Le clocher est donc construit partiellement dans du rocher, ce qui devrait être pris en compte.

De plus, on remarquera que la modélisation BT5, avec prise en compte de l'accrochage sur la nef, permet de respecter l'ordre des fréquences en X et Y. Celle-ci sont classées de façon

| **Églises** | **modèles BT5** | | **Fréq. expérimentales** (Hz) | | **Fréq. numériques** (Hz) | | **Écart en fréquence** (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E$ (N/m$^2$) | $\rho$ (kg/m$^3$) | X | Y | X | Y | |
| Alb. ; Conflans | 2,76E+09 | 1726 | 2,23 | 2,07 | 2,17 | 1,80 | 8,02 |
| Argentière | 1,27E+09 | 1975 | 3,37 | 4,47 | 3,52 | 4,28 | 4,27 |
| Cohennoz | 1,01E+09 | 1885 | 3,16 | 3,10 | 3,25 | 3,18 | 2,69 |
| Combloux | 2,90E+09 | 2036 | 2,13 | 3,57 | 2,15 | 3,49 | 1,46 |
| Cordon | 2,81E+09 | 1766 | 4,47 | 3,30 | 4,50 | 3,27 | 0,78 |
| LL ; Grand-Naves | 6,79E+08 | 2063 | 4,67 | 5,37 | 4,54 | 5,80 | 5,33 |
| LL ; Naves-Fontaines | 7,48E+08 | 2183 | 3,83 | 3,83 | 4,08 | 3,63 | 5,90 |
| LL ; Petit Coeur | 1,01E+09 | 1885 | 4,07 | 4,67 | 4,42 | 4,78 | 5,63 |
| CM ; NDG | 9,27E+08 | 1863 | 4,90 | 8,37 | 4,88 | 8,38 | 0,27 |
| CM ; village | 2,96E+09 | 2129 | 3,70 | 5,03 | 3,93 | 4,99 | 3,57 |
| St-Paul sur I. | 2,51E+09 | 2143 | 3,20 | 4,40 | 3,09 | 4,26 | 3,33 |
| St-Gervais-les-Bains | 2,76E+09 | 1726 | 3,50 | 3,50 | 3,32 | 3,32 | 5,03 |
| St-G.-les-B. ; Veroce | 2,34E+09 | 2195 | 6,73 | 6,20 | 7,13 | 6,16 | 3,29 |
| St-Nicolas-la-Ch. | 1,29E+09 | 1894 | 3,03 | 3,03 | 3,04 | 3,09 | 1,07 |
| Servoz | 2,83E+09 | 1912 | 3,60 | 4,40 | 3,24 | 4,52 | 6,37 |
| Villard sur D. | 2,17E+09 | 1848 | 2,67 | 2,67 | 2,61 | 2,75 | 2,71 |

Table IV.7 Résultats des calages en fréquence des clochers : 16 jeux de caractéristiques matériaux ($E$ et $\rho$), Fréquences X et Y expérimentales et numériques et écart en fréquence final

identique numériquement et expérimentalement. Ce bon accord en fréquence nous permet de définir des valeurs moyennes de $E$ et $\rho$ adaptées à la maçonnerie des clochers de cette région et à chaque édifice, ainsi que des raideurs pertinentes pour les appuis. Ceci nous a permis d'adapter les valeurs issues de la bibliographie (Cf section III.3.1) à la région et de disposer de valeurs pour les raideurs représentant le sol et la nef. Ces résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

### c Troisième validation des types structurels proposés

Suite au calage, nous distinguons trois catégories de structures semblables dans leurs rapports $E/\rho$ et fréquence/hauteur. Ces trois catégories correspondent à des zones géographiques mais aussi à des types structurels (Fig IV.23). Elles recoupent les zones déjà distinguées en section II.2.2.e lors des relevés et confirme la pertinence de la typologie, comme les arguments déjà exposés en section II.3.3.c. Le type n° 6 n'est pas mentionné car nous n'y avons pas effectué de mesures.

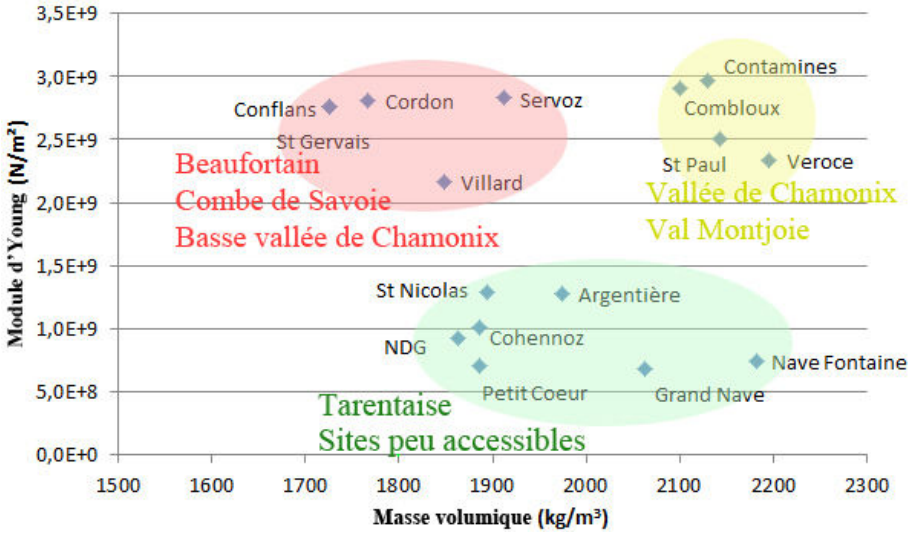



Fig. IV.23 Validation partielle des types structuraux proposés : rapport $E/\rho$ des clochers recalés

**1 - Vallée de Chamonix, Val Montjoie** : maçonnerie avec une masse volumique et une raideur importantes. Types n° 1 et 7.

Ce sont les édifices les plus riches. Cette richesse se lit d'abord dans la structure complexe de l'édifice : plan en croix latine avec ou sans coupole à la croisée du transept, églises halles de grande taille avec tribune. La mise en œuvre de la maçonnerie est de qualité : peu de mortier, pierres parfois appareillées dans les angles ou les façades principales. Le décor intérieur est très soigné. Par exemple les corniches y sont jusqu'à deux fois plus hautes qu'en Tarentaise, associant 2 étages de frises encadrés de doucines. De plus, elles courent sur l'intégralité du pourtour de l'église et non juste dans le chœur. De même les fresques sur les voûtes, et les motifs végétaux omniprésents sont de facture beaucoup plus fine que leurs homologues de Tarentaise. Notons que le retable n'est pas un critère de richesse, puisqu'on trouve des œuvres somptueuses même dans les églises les plus pauvres. (Cf section II.2.3). Enfin, on retrouve la trace dans les prix faits établis au moment de la construction, de la commande des nombreuses statues voire des fresques, recensées en annexe B.

**2 - Beaufortain, bas de la vallée de Chamonix, Combe de Savoie** : maçonnerie de raideur assez similaire à celle du groupe 1, masse volumique très inférieure. Types n° 4, 5 et 8.

Cet ensemble regroupe deux types d'édifices. Le premier correspond à des églises de bas de vallée, à l'histoire complexe car issues de reconstructions partielles à l'époque baroque, comme à Servoz. Ils ont été modifiés à une époque où la paroisse était en perte de vitesse par rapport aux parties hautes de la vallée, avec des moyens souvent limités. Cela se traduit par une absence d'appareillage dans la quasi totalité de l'édifice, voire de chaînage dans les parties les plus récentes. Dans le Beaufortain, ce sont des édifices totalement homogènes, construits en quelques années. Dans ce cas, la piètre qualité de la maçonnerie s'explique par la qualité des matériaux de base à disposition, comme souligné en section II.2.2.e. Le mortier est toujours abondant.

**3 - Tarentaise et sites difficilement accessibles et très isolés** : maçonnerie de masse volumique variée, entre 1850 et 2200kg/m$^3$, avec une raideur nettement inférieure à celle des deux types précédents, entre $5.10^8$ et $1{,}25.10^9$N/m$^2$. Types n$^o$ 2 et 3.

Ces édifices sont de structure très simple : plan rectangulaire, sans chapelle ou transept. De par l'histoire de la Tarentaise, ce sont aussi des édifices qui ont été très peu entretenus et sont aujourd'hui, à quelques exceptions près, en très mauvais état. Nous proposons deux explications à cette raideur très faible, d'une part la pauvreté de la mise en œuvre, avec une grande quantité de mortier et des pierres de taille très réduite et d'autre part le grand nombre de fissures importantes. On se reportera par exemple aux notices des églises de Naves Fontaine, des Esserts et d'Argentière en annexes B pour la description et G pour les plans et photos.

Le calage en fréquence de 16 clochers nous a donc permis d'apporter une validation supplémentaire des types structuraux proposés en II.3. En effet les mesures nous permettent de faire, une fois encore, le lien entre la richesse historique de la commune, son emplacement dans la vallée, le type de matériaux utilisés et le type structurel utilisé. Nous retrouvons bien des communautés de matériaux et de mise en œuvre, distinguant les haut et le bas des vallées, ainsi que les vallées historiquement riches ou pauvres, à mettre en relation avec les remarques faites en II.2.2 à propos des mesures au scléromètre. Nous avions souligné des proportions de mortier et de pierres variables suivant la vallée et le type d'église, ainsi que des valeurs de résistance à la pression variables selon la localisation géographique, avec une opposition entre le haut et le bas de vallée, et entre le nord et le sud de la zone étudiée. Les même remarques sont faites ici, ce qui nous permet d'affirmer l'existence d'un lien étroit entre la richesse de la paroisse donc de l'église, le type structurel choisi à sa construction et les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie.

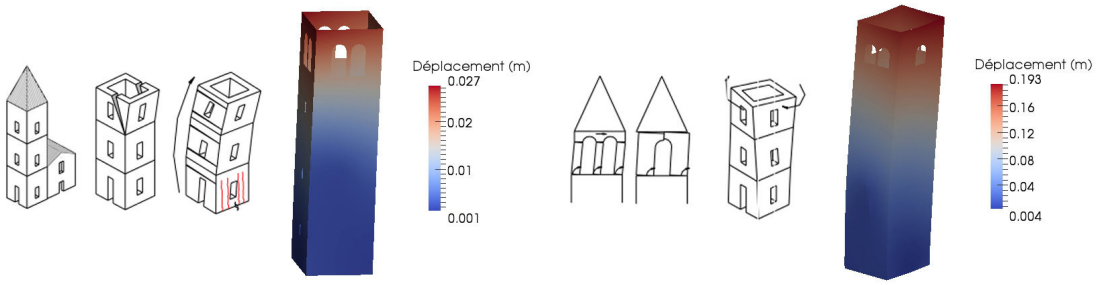
Il convient toutefois de souligner que cette validation pourrait être poussée plus loin. En effet on ne prend ici en compte que la position du clocher par rapport au reste de la structure, par l'intermédiaire des raideurs de liaison. Pour valider complètement ces types structuraux, il faudrait que les tendances visibles sur les enregistrements des clochers traduisent bien la configuration générale des églises, y compris celle des nefs. Il conviendrait donc d'utiliser la même technique sur les mesures qui y ont été effectuées. Il serait aussi pertinent de répéter ces mesures sur un plus grand nombre de structures, notamment en Maurienne et en zone sismique 3, pour avoir plus d'églises à disposition, afin d'étendre la portée des types et de nos conclusions.

#### d Adéquation de la méthode de calage à nos objectifs

Ce calage préliminaire nous a permis de valider complètement l'utilisation de GRENAT comme outil d'optimisation des modèles. Cette méthode est à la fois efficace, comme exposée ci-dessus, et rapide. En effet nous avons modifié les routines afin que les calculs des bases modales numériques pour le remplissage de la base d'apprentissage puissent se faire en parallèle sur 40 solveurs. Ce n'était pas le cas initialement car GRENAT était utilisé avec un petit nombre de paramètres, 2 ou 3. Or lors des phases de tests, notamment sur le nombre de paramètres, nous avons construit des bases d'apprentissage nécessitant plus de 100 000 analyses modales. De cette

façon, pour les 6 paramètres que sont la masse volumique et le module d'Young de la maçonnerie ainsi que les raideurs dans les directions X et Y représentant les fondations et la nef, le calcul de la base d'apprentissage constituée de 64 jeux de valeurs (paramètres retenus et erreur en fréquence entre le modèle et les mesures) prend entre 1h30 et 5h selon les modèles sur une station possédant 12Go de mémoire et tournant en 64bits. Puis la construction du métamodèle et la minimisation de l'erreur par essaim particulaire prennent entre 1h et 3h selon les cas et les seuils de tolérance utilisés. En une journée il est donc possible de caler plusieurs modèles.

D'autre part nous avons validé l'efficacité et la pertinence des calages réalisés en comparant les déplacements et contraintes sous séisme réglementaire des modèles ainsi calés, aux mécanismes de ruines listés par Sepe *et al.* (2008) pour ce type d'ouvrages en Italie. La figure IV.24 montre que l'on retrouve bien les mécanismes de ruine attendus sous sollicitation sismique : déversement de la partie supérieure avec fissures en biais, torsion de l'ensemble avec cisaillement horizontal. La plage de déplacements calculés, de 0,004 à 0,19m est aussi cohérente avec les déplacements proposés par Sepe *et al.* (2008) et ceux observés pour des niveaux de dommages faibles (D1 ou D2) par Doglioni et Mazzotti (2007). Pour cette comparaison nous avons utilisé le spectre EC8 défini en III.4 pour un sol de classe C.




a) b)

Fig. IV.24 Clochers recalés sous sollicitation sismique et comparaison avec les mécanismes de ruines recensés pour les tours en maçonnerie Sepe *et al.* (2008). a) Déversement de la partie supérieure, Saint-Loup, Servoz. b) Torsion d'ensemble, Saint-Grat, Alberville-Conflans.

Enfin on notera l'intérêt de cet outil de calage fonctionnant par étapes successives (Cf. IV.2.2). Cela nous permet de nous limiter à ses étapes 1 et 2, échantillonnage de l'espace et calcul des réponses associées, quand on cherche juste à déterminer la pertinence de nouvelles hypothèses de modélisation ou les sous-ensembles les plus importants au sein de la structure. En effet un résultat approché suffit dans ces cas. Nous n'effectuons une optimisation complète avec construction du métamodèle et recherche du minimum, que pour le calage final. Dans le cas des clochers, il s'agit du calage du modèle BT5, et dans le cas des structures complètes des optimisations par sous-structures et de l'optimisation finale de la structure complexe. Ceci nous permet de limiter les temps de calcul et d'accélérer la procédure complète de calage du modèle. Cet outil est donc validé et nous l'utiliserons pour les étapes suivantes sur les églises type de l'ensemble.

### IV.3.3 Optimisations découplées des maquettes numériques des macro-éléments

#### a Analyse de sensibilité

Nous avons déterminé 120 variables possibles pour la nef, 70 pour le chœur et 52 pour le clocher. Le tableau IV.8 récapitule les valeurs minimales et maximales de chaque type de paramètres. Ils regroupent les caractéristiques mécaniques $(E, \rho, \nu)$ de la maçonnerie pour chaque

| Type de paramètre | | | Borne inférieure | Borne supérieure |
|---|---|---|---|---|
| Maçonnerie | $E$ $(N/m^2)$ | soubassement Clocher | 1,0E9 | 3,0E9 |
| | | Parties hautes clocher | 8,0E8 | 2,8E9 |
| | | Murs Nef, voûtes et arcs | 6,5E8 | 1,5E9 |
| | | Contreforts et pilastres | 8,0E8 | 1,8E9 |
| | | Tribune | 5,0E8 | 1,0E9 |
| | $\rho$ $(kg/m^3)$ | soubassement clocher | 1500 | 2300 |
| | | Parties hautes clocher | 1300 | 1900 |
| | | Parties basses Nef | 1500 | 2100 |
| | | Parties hautes Nef | 1200 | 1900 |
| | | Remplissage | 900 | 1800 |
| | | Voûtes | 1000 | 1800 |
| | | Remplissage rein des voûtes | 500 | 1500 |
| | | Arcs | 1500 | 2200 |
| | | Contreforts et pilastres | 1800 | 2300 |
| | $\nu$ (-) | Appareillage clocher | 0,15 | 0,2 |
| | | Blocage courant | 0,1 | 0,22 |
| | Èpaisseur (m) | soubassement Clocher | 0,7 | 1,1 |
| | | Parties hautes clocher | 0,45 | 0,75 |
| | | Parties basses Nef | 0,65 | 1,0 |
| | | Parties hautes Nef | 0,4 | 0,7 |
| | | Frontons | 0,35 | 0,55 |
| | | Remplissage | 0,2 | 0,7 |
| | | Fondations Clocher | 0,8 | 1,3 |
| | | Fondations Nef | 0,7 | 1,2 |
| | | Voûtes | 0,15 | 0,4 |
| | | Arcs | 0,2 | 0,6 |
| | | Contreforts | 0,7 | 1,0 |
| | | Pilastres | 0,9 | 1,2 |
| | | Tribune | 0,15 | 0,4 |
| Raideurs d'appuis | Sol (Pa) | Choeur, Nef, Clocher | 2,0E6 | 1,0E9 |
| | Partie manquante (Pa) | Choeur, Nef, Clocher | 1,0E7 | 1,5E9 |
| Toiture | Masse équivalente | Choeur, Nef $(kg/m^2)$ | 500 | 1200 |
| | | Bulbe clocher $(kg/m)$ | 1500 | 2700 |
| | $E$ $(N/m^2)$ | Bulbe Clocher | 5,0E9 | 5,0E9 |
| | | Beffroi | 8,0E9 | 5,0E10 |

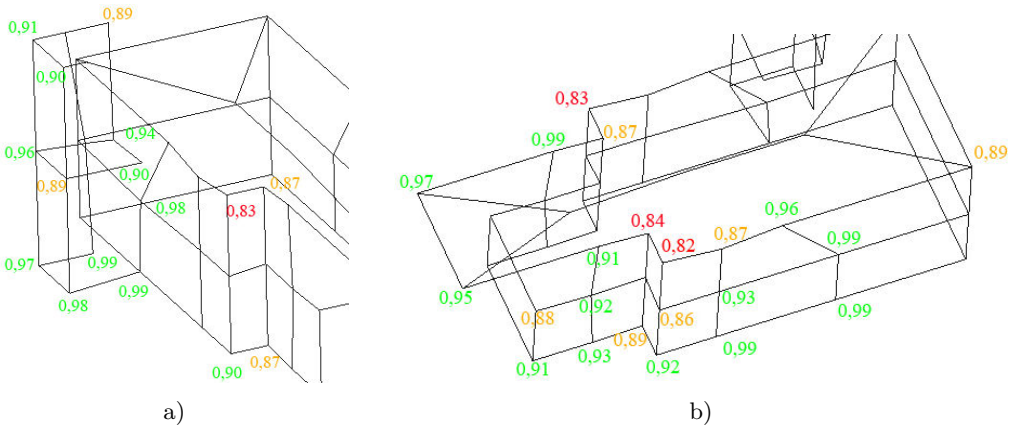
Table IV.8 Bornes inférieures et supérieures utilisées pour l'analyse de sensibilité, par type de paramètres, à décliner suivant la localisation : façade concernée, zone de charpente etc.

pan de mur et les fondations, les épaisseurs des zones inaccessibles, les masses de toiture et de charpente ainsi que les raideurs des appuis représentant les fondations et les interactions avec les parties manquantes du bâtiment. Pour tous ces paramètres, les plages de valeurs proviennent de la bibliographie (DPCM, 2011; Modena *et al.*, 2010; Silva, 2012) et de la phase précédente d'optimisation des clochers pour les caractéristiques matériaux de la maçonnerie. Pour la modélisation des fondations et l'évaluation des valeurs à donner aux raideurs qui les représentent, vu l'échelle de l'étude, nous nous sommes basés sur les rapports du BRGM* concernant les sites de travaux les plus proches. Malheureusement, pour NDG, ils sont très peu nombreux et donnent donc des résultats de mesures très variables entre les travaux de terrassement réalisés aux Contamines et les études de sol autour de Saint-Nicolas de Veroce. Pour calculer les valeurs minimales et maximales à affecter aux appuis de fondations, nous avons donc considéré respectivement des sols de catégorie C et A. Nous avons confronté les valeurs obtenues dans le premier cas (Sol C) à celles proposées par  pour les fondations superficielles de l'université de Venise.

Dans la fourchette établie ci-dessus et pour les trois sous-structures traitées, les raideurs des fondations présentent la densité la moins importante, soit l'influence la moins grande dans

le comportement du bâtiment. Nous avons donc retenu une valeur médiane. Nous montrerons toutefois ci-dessous que nous avons été amenés à modifier cette valeur pour tenir compte de la géométrie des fondations et du déplacement en RDC à cause de l'interaction sol-structure. Les paramètres géométriques comme les épaisseurs jouent un rôle prépondérant, puis les masses volumiques et celle du bulbe. La densité des modules d'Young est moins importante. Nous avons donc conservé toutes les valeurs obtenues grâce au calage des clochers pour le clocher, les pilastres et les contreforts, et adopté celles de la maçonnerie de mauvaise qualité issues du code italien pour les murs de la nef. Pour les zones fortement fissurées nous avons introduit un paramètre correctif afin de tenir compte de cette dégradation.

L'utilisation du CoMAC (Cf section IV.1.1.b) nous a permis de déterminer quelles zones étaient les mieux calées et lesquelles concentraient les erreurs. De cette façon, nous avons diminué le nombre de paramètres en n'en laissant que dans ces dernières. Nous montrons ainsi que pour le clocher une optimisation avec 12 paramètres permet d'avoir de très bon résultats au niveau de tous les capteurs (Fig IV.25a Le CoMAC a été calculé sur les 4 premières paires de modes. Dans la nef et le chœur, les différences se localisent dans les angles, notamment à la jonction entre les deux structures (Fig IV.25b). Cette localisation résulte probablement de la grande simplicité du modèle de liaison entre ces deux éléments en regard de la mise en œuvre complexe dans ces zones. Nous reviendrons sur ce point en section IV.3.4. D'autre part les difficultés rencontrées in-situ pour placer des capteurs à ces endroits peu accessibles nous ont conduits à limiter les mesures dans ces zones, ce qui engendre une insuffisance d'informations expérimentales, comme expliqué en IV.3.1.b pour le fronton (Cf Fig.IV.8)




a) b)

Fig. IV.25 Critère CoMAC : une information de bonne corrélation localisée afin de limiter le nombre de paramètres selon les zones. a) Clocher : bonne corrélation à tous les capteurs. b) Nef et Choeur : défauts de corrélation concentrés à la jonction entre les deux macro-éléments.

### b Résultats des calages découplés des macro-éléments

#### b.1 Sous-structure élancée : le clocher

Les figures IV.26 et IV.27 présentent le modèle calé du clocher de NDG ainsi que les valeurs retenues pour les 12 paramètres. Les sous-structures correspondant à des paramètres différents sont signalées par des couleurs différentes. Les déformées numériques des 4 premiers modes sont présentées en figure IV.28. La comparaison avec l'expérimental peut être faite en se reportant à la figure IV.16. On retrouve bien les caractéristiques notées pour le clocher en section IV.3.1.a : un mode 1 de flexion en X et Y ; un mode 2 de flexion en Y avec une composante en X ; un mode 3 de flexion en X ; un mode 4 de torsion. On retrouve bien ces caractéristiques dans le % de

MMP en X et Y associé à chaque mode (Cf tableau IV.9). Les corrélations entre les deux bases modales sont très bonnes, aussi bien en fréquence qu'en déformée. Remarquons aussi la bonne estimation de la masse du bulbe qui diffère de moins de 10% par rapport à la valeur optimisée.

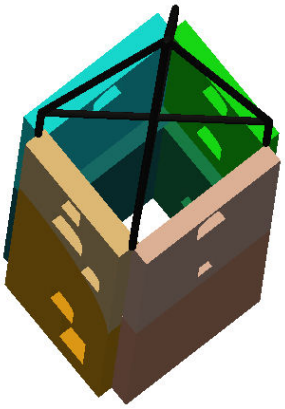


Fig. IV.26 Modèle final de clocher pour l'optimisation, NDG type n° 5.

| Paramètre | Valeur |
|---|---|
| ratio entre les caractéristiques des maçonneries appareillées (bas) et de blocage (haut) | 0,74 |
| $\nu$ maçonnerie appareillée | 0,18 |
| $\rho$ maçonnerie d'origine | 1612 |
| $\rho$ maçonnerie XIXe ou travaux XXe | 2013 |
| épaisseur des murs plus fins en partie basse | 0,71 |
| épaisseur des murs plus fins en partie haute | 0,47 |
| Masse du bulbe | 9861 |
| Raideur de sol en X et Y | 1,0E7 |
| Raideur des voûtes en X | 2,3E7 |
| Raideur des voûtes en Y | 1,4E9 |
| Raideur de la nef en X | 7,4E7 |
| Raideur de la nef en Y | 1,3E9 |

Fig. IV.27 Valeurs optimisées retenues pour le calage du clocher, NDG type n° 5.

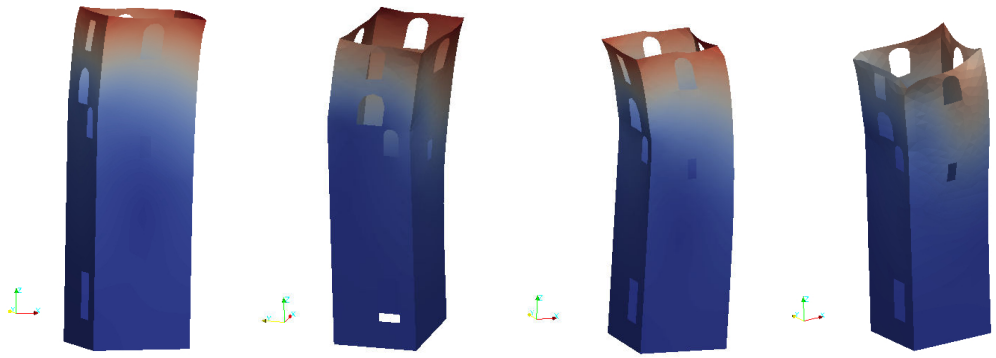



Fig. IV.28 Calage final des 4 premiers modes du clocher, NDG type n° 5. a) Mode 1 : 4,79Hz. b) Mode 2 : 5,74Hz. c) Mode 3 : 5,99Hz. d) Mode 4 : 6,12Hz.

| Clocher | Fré. num. (Hz) | MAC | Erreur en fréquence (%) | MMP X (%) | MMP Y (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **mode 1** | 4,79 | 0,91 | 0,24 | 13,05 | 14,11 |
| **mode 2** | 5,74 | 0,92 | 2,54 | 3,93 | 15,80 |
| **mode 3** | 5,99 | 0,99 | 0,05 | 17,32 | 1,25 |
| **mode 4** | 6,12 | 0,93 | 8,24 | 16,22 | 19,48 |
| Moyenne | | 0,93 | 2,76 | | |

Table IV.9 Calage du clocher : MAC élevé et erreur en fréquence faible.

### b.2 Sous-structures voûtées à géométries complexes : le chœur et la nef.

La figure IV.30 présente le modèle calé de chœur de NDG ainsi que les valeurs retenues pour les paramètres. On peut voir en figure IV.31 les quatre premiers modes numériques de cette partie de la structure. Là aussi, la comparaison avec l'expérimental (Cf. fig. IV.16) et avec les caractéristiques notées pour le chœur en section IV.3.1.a est concluante. On retrouve bien une flexion transversale très marquée pour le mode 1 et une flexion transversale en mode 2. La

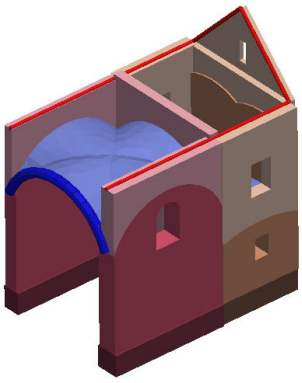
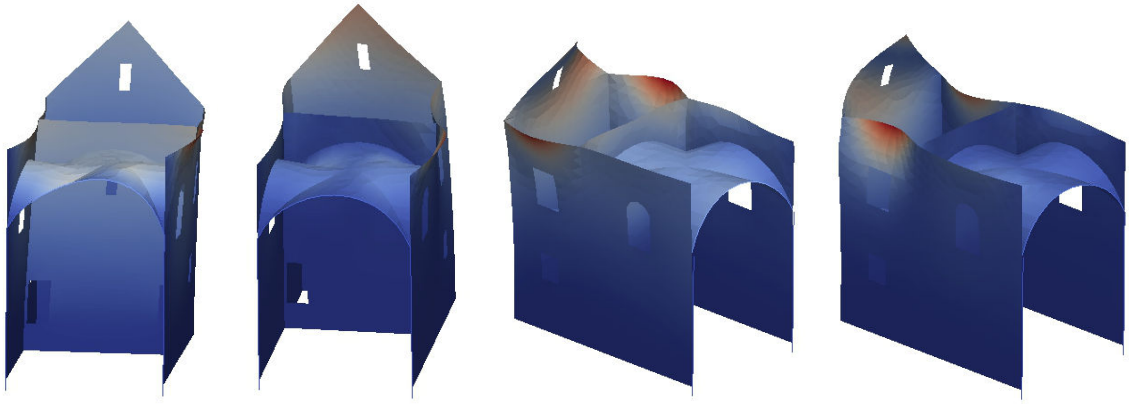


Fig. IV.29 Modèle final du chœur pour l'optimisation, NDG type n° 5.

| **Paramètre** | **Valeur** |
|---|---|
| ratio entre les caractéristiques des maçonneries appareillées (bas) et de blocage (haut, sacristie) | 0,79 |
| $\nu$ maçonnerie partie basse | 0,17 |
| $\rho$ maçonnerie partie basse | 1820 |
| $\rho$ maçonnerie partie haute et fronton | 1650 |
| $\rho$ maçonnerie voûtes du chœur | 1827 |
| épaisseur maçonnerie voûtes du chœur | 0,17 |
| Masse surfacique de la charpente | 964 |
| Raideur équivalente de la charpente | 5,21E9 |
| Raideur de sol en X et Y | 6,2E8 |
| Raideur de la nef en X | 5,28E8 |
| Raideur de la nef en Y | 2,1E8 |

Fig. IV.30 Valeurs optimisées retenues pour le calage du chœur, NDG type n° 5.



a) b) c) d)

Fig. IV.31 Calage final des 4 premiers modes du chœur, NDG type n° 5. a) Mode 1 : 5,14Hz. b) Mode 2 : 5,39Hz. c) Mode 3 : 6,29Hz. d) Mode 4 : 6,89Hz.

| **Choeur** | **Fré. num.** (Hz) | **MAC** | **Erreur en fréquence (%)** | **MMP X** (%) | **MMP Y** (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **mode 1** | 5,14 | 0,93 | 7,02 | 46,40 | 0,03 |
| **mode 2** | 5,39 | 0,83 | 3,90 | 3,84 | 7,64 |
| **mode 3** | 6,29 | 0,94 | 5,03 | 1,49 | 29,45 |
| **mode 4** | 6,89 | 0,89 | 3,37 | 15,49 | 18,42 |
| Moyenne | | 0,89 | 4,83 | | |

Table IV.10 Calage du chœur, NDG type n° 5. : MAC élevé et erreur en fréquence faible.

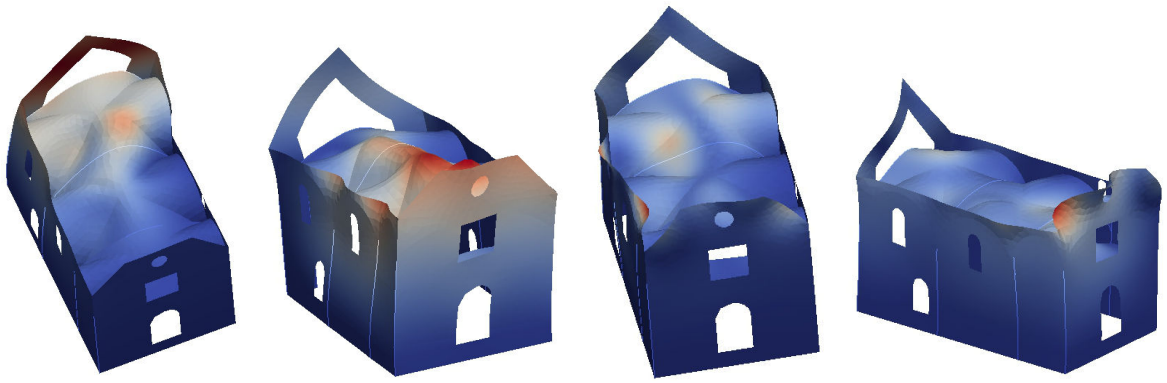
masse modale non négligeable en Y indique une flexion longitudinale du fronton, ce qui n'avait pu être enregistré faute de capteur dans cette zone. Le mode 3 est bien un mode de torsion, avec des déplacements antagonistes entre les deux extrémités du chœur. On retrouve bien dans le mode 4 la flexion longitudinale générale. Le tableau IV.10 récapitule les erreurs en fréquence et les valeurs du MAC pour ces mêmes modes, ainsi que leurs MMP en X et Y. Notons que la corrélation des deux bases modales est très satisfaisante, avec un MAC moyen de 0,89 et une erreur en fréquence de 4,83% sur les quatre premiers modes.

Les figures IV.33 et IV.34 et le tableau IV.11 présentent les mêmes résultats pour la nef. Là aussi, les 2 bases modales sont bien corrélées. On retrouve bien des modes 1 et 2 de flexion transversale. Les composantes en Y, traduites par les MMP en Y non négligeables, sont là aussi

Fig. IV.32 Modèle final de la nef pour l'optimisation, NDG type n° 5.

| Paramètre | Valeur |
|---|---|
| ratio entre les caractéristiques des maçonneries appareillées (bas) et de blocage (haut) | 0,72 |
| ratio entre les épaisseurs d'origine et les remplissage | 0,83 |
| $\nu$ maçonnerie partie basse | 0,17 |
| $\rho$ maçonnerie partie basse | 1920 |
| $\rho$ maçonnerie partie haute | 1570 |
| $\rho$ maçonnerie voûtes | 1250 |
| épaisseur maçonnerie voûtes | 0,23 |
| $\rho$ remplissage des voûtes | 730 |
| $\rho$ pilastres et contreforts | 2210 |
| $\rho$ tribune | 1560 |
| ratio pour l'épaisseur des fondations | 1,2 |
| Masse surfacique de la charpente | 1215 |
| Raideur équivalente de la charpente | 5,83E9 |

Fig. IV.33 Valeurs optimisées retenues pour le calage de la nef, NDG type n° 5.



a) b) c) d)

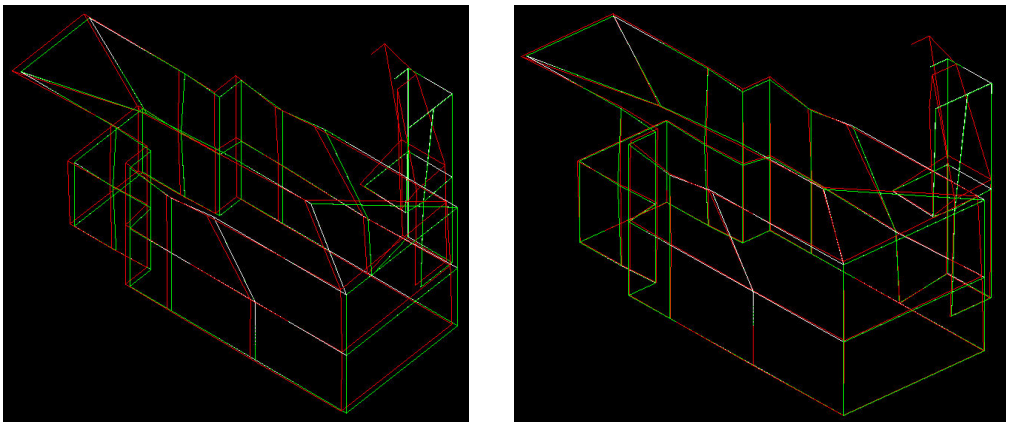
Fig. IV.34 Calage final des 4 premiers modes de la nef, NDG type n° 5. a) Mode 1 : 3,92Hz. b) Mode 2 : 5,02Hz. c) Mode 3 : 5,73Hz. d) Mode 4 : 6,18Hz.

| Nef | Fré. num. (Hz) | MAC | Erreur en fréquence (%) | MMP X (%) | MMP Y (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **mode 1** | 3,92 | 0,94 | 14,12 | 27,28 | 3,03 |
| **mode 2** | 5,02 | 0,85 | 10,35 | 14,32 | 5,48 |
| **mode 3** | 5,73 | 0,87 | 4,34 | 16,5 | 15,65 |
| **mode 4** | 6,18 | 0,78 | 7,34 | 2,45 | 12,87 |
| Moyenne | | 0,86 | 9,03 | | |

Table IV.11 Calage de la nef, NDG type n° 5. : MAC et erreur en fréquence satisfaisants.

absentes des mesures expérimentales et dénotent l'absence de capteur sur les frontons. L'erreur en fréquence du mode 1 devra être corrigée lors de la phase de calage global. Le mode 3 est bien un mode de torsion et le mode 4 un mode de flexion longitudinale. Les raideurs pour représenter le sol, le chœur et le clocher ont été prises identiques à celles identifiées dans les modèles de chœur et de clocher.

Le rebouchage d'anciennes baies présente effectivement des caractéristiques très différentes de celles de la maçonnerie d'origine. Les parties maçonnées récentes sont plus raides et de masse volumique plus élevée que celles d'origine, comme c'est le cas pour le remplissage des baies



a) b)

Fig. IV.35 Suppression du mouvement de corps rigide pour une comparaison plus aisée des deux bases modales : vert = numérique, rouge = expérimentale. NDG complète, sans calage, mode 1. a) Avant correction : écart important en pied de murs, MAC = 0,68. b) Après correction : conservation des informations concernant le sol mais suppression du décalage, MAC = 0,79.

.

du clocher. Il est aussi important de souligner les différences entre la partie basse des murs et la partie supérieure, plus mince, au dessus des voûtes. En effet, outre la différence d'épaisseur, nous avions noté une opposition entre la maçonnerie du soubassement et celle des parties hautes, plus rustiques. Á l'intérieur, les éléments sont bien plus petits et bien plus désordonnés dans les combles que dans les parties visibles du RDC, même si à l'extérieur aucune modification de l'appareillage ou de la taille des pierres n'est visible à cause de l'enduit. En intégrant comme paramètre de calage la masse volumique de la maçonnerie de ces parties hautes, haut des murs et frontons, on améliore grandement à la fois la déformée et la fréquence. Cette opposition est très sensible. Afin de ne pas multiplier les paramètres, nous l'avons prise en compte en introduisant un facteur de dégradation entre les deux. Choisi comme paramètre d'optimisation, il montre une dégradation de 25% des caractéristiques de la maçonnerie entre le bas et le haut de l'ouvrage.

Notons que pour le calage de tous les modèles, nous avons corrigé les déformées expérimentales en supprimant le mouvement de corps rigide présent dans les enregistrements. En effet, avant correction, tous les MAC étaient assez mauvais à cause de ce décalage, conduisant même à des inversions de modes et à des appariements impossibles entre bases modales expérimentale et numérique. Nous avons donc soustrait aux déplacements enregistrés à tous les points de mesure, la moyenne des déplacements enregistrés aux points du RDC. L'effet de cette correction est illustré en figure IV.35. Les résultats présentés en figure IV.16 tiennent compte de cette correction, ainsi que tout ceux présentés en section IV.4.2 pour l'église des Contamines village.

### c Remarques pour les sous-structures complexes

#### c.1 Fondations

La prise en compte des déplacements à la base des murs est beaucoup plus importante que pour le clocher. Deux explications sont possibles. D'une part les fondations y sont très probablement plus superficielles donc plus souples que celles du clocher, d'autre part l'amplitude des déformées des murs périphériques est plus réduite, ce qui "écrase" moins les déformées en RDC. Dans ces sous-structures, il est donc impératif de distinguer une troisième classe d'épaisseur, distincte des parties basse et haute des murs, pour proposer des déformées satisfaisantes. Celle-ci

regroupe les fondations d'éléments structuraux majeurs : façade d'entrée, pilastres et contreforts. Ces épaisseurs pourront être déterminées grâce à des mesures in-situ sur les fondations, si cela est possible, ou comme dans notre cas par optimisation. Toutefois, nous avons montré par une série de tests qu'il n'était pas nécessaire d'en faire des paramètres supplémentaires. En effet, leur valeur après optimisation se situe toujours autour de 6% de plus que le mur que la fondation supporte. Cette augmentation systématique par le biais d'un coefficient permet de conserver une déformée satisfaisante des murs, MAC $> 0{,}8$, tout en conservant les déplacements au RDC. Nous n'avons noté aucune amélioration notoire dans le comportement général de la structure, en déformée comme en fréquence, en modifiant les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie des fondations. En effet l'augmentation de 10% du module d'Young ou de la masse volumique des fondations a un effet négligeable. En revanche, ce changement de modélisation a conduit à une réduction de la raideur des ressorts représentant le sol lors du calage.

### c.2 Charpente

Nous avons montré en III.4.5 que l'apport de raideur de la charpente était inférieur à celui des voûtes. En conséquence, nous avions proposé en première hypothèse de ne tenir compte que de sa masse, sous forme de masses ponctuelles sur les pignons et réparties sur les murs gouttereaux. Toutefois, comme prévu, cette hypothèse de modélisation s'avère trop simplificatrice dès lors que le bâtiment est d'envergure plus importante qu'une chapelle, et présente une vraie charpente triangulée. Nous avons souligné que pour le clocher, l'absence de bras de levier sur la masse de la charpente posait problème puisqu'alors la masse n'était pas répartie sur plusieurs mètres au-dessus du bâtiment mais concentrée sur le haut des murs. Dans le cas de la nef et du clocher, nous avons noté un manque de raideur dans les parties hautes de murs (Cf figure IV.13). Nous proposons donc, sans alourdir le modèle, de modifier non seulement la masse volumique des "pannes sablières équivalentes" représentant l'intégralité de la charpente, mais aussi leur raideur. Cette raideur équivalente constitue donc un nouveau paramètre de calage. Nous avons montré que sur la chapelle de Boudin la charpente, même modélisée comme totalement encastrée ce qui n'était absolument pas réaliste, ne multipliait que par 1,8 la raideur transversale et par 1,1 la raideur longitudinale. Pour vérifier ces valeurs, nous avons effectué le même test qu'en section III.4.5 pour obtenir les raideurs transversale et longitudinale du modèle NDG. Nous n'avons d'abord pas modélisé de charpente. Puis nous avons représenté la charpente par un maillage d'éléments poutres articulés entre eux, que nous avons encastré dans la maçonnerie au niveau des gouttereaux et des murs pignons. Les bornes inférieure et supérieure pour ce nouveau paramètre lors de l'optimisation sont respectivement le module du bois et 1000 fois le module équivalent calculé pour la structure lors du second test. Les raideurs équivalentes issues des tests avant ajout de ce paramètre, du modèle après calage avec ce paramètre supplémentaire et du modèle avec charpente encastrée sont répertoriées dans le tableau IV.12.

| **Charpente** | **Direction X Raideur équivalente** (N/m) | **Direction Y Raideur équivalente** (N/m) |
|---|---|---|
| Masses | $5{,}77E6$ | $5{,}92E6$ |
| Charpente toute encastrée | $5{,}98E6$ | $5{,}97E6$ |
| Paramètre de raideur équivalente | $5{,}91E6$ | $6{,}02E6$ |

Table IV.12 Modélisation de la charpente dans la nef et le chœur : raideurs équivalentes dans les directions X et Y sans et avec modification des raideurs des pannes.

On peut noter la nette amélioration de la raideur générale de la structure grâce à ce paramètre supplémentaire. La raideur modifiée transversale est pertinente car supérieure à l'ancienne tout en restant inférieure à celle d'une structure couverte d'une charpente encastrée. Notons aussi que la raideur dans la direction longitudinale change peu, même avec une charpente encastrée, ce qui

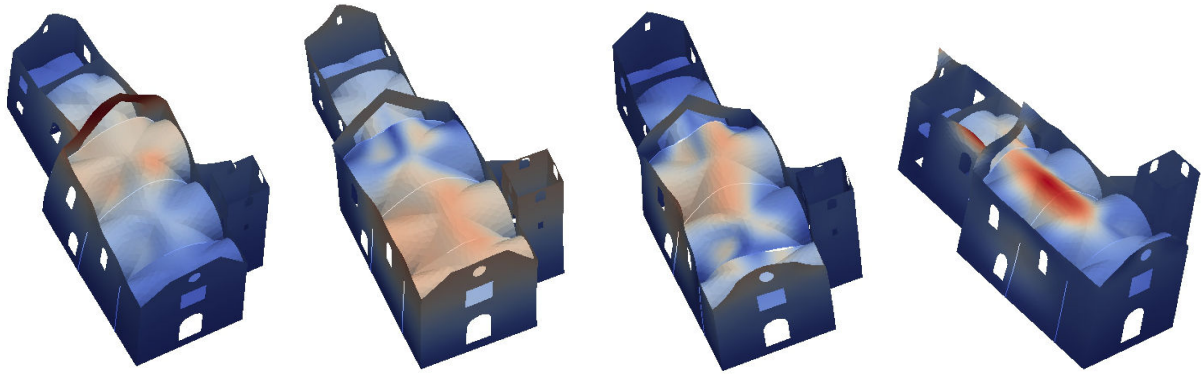
s'explique par la grande longueur de la nef mais aussi par la simplicité de la modélisation. En effet nous n'avons modélisé que les fermes mais pas l'entretoisement longitudinal. C'est pourquoi, dans cette direction, nous considérons la raideur équivalente optimisée, légèrement plus importante que celle de la charpente encastrée, comme représentative de la réalité du bâtiment.

Toutefois, les restrictions faites précédemment demeurent. Les charpentes anciennes sont complexes à modéliser, d'autant plus dans leur état réel. A cette échelle de travail, il est impensable de les modéliser de façon réaliste. Toutefois il serait pertinent, pour aller plus loin, de s'atteler à la modélisation de plusieurs charpentes de chaque type. Cela nous permettrait de fournir des fourchettes pour ce paramètre de raideur adaptées à chaque type de charpente, voire de proposer des hypothèses de modélisation plus fines.

### IV.3.4 Calage du modèle complet

Une fois les modèles partiels recalés séparément, nous les assemblons en un modèle unique grâce à des rigidités reliant la nef au chœur, au clocher et à l'appentis. De cette façon, l'optimisation du modèle complet est effectuée avec un jeu réduit de paramètres, les rigidités en X et en Y de ces liaisons, déterminés par optimisation comme aux étapes précédentes. Cette méthode permet d'optimiser les temps de calcul puisque les optimisations à plusieurs contraintes ont été faites sur les modèles partiels plus légers, avec des analyses modales beaucoup plus courtes.

Les déformées et fréquences numériques des 4 premiers modes sont présentées en figure IV.36 après optimisation et calage du modèle global. Pour ce dernier calage, nous avons suivi la méthode d'optimisation complète, de la construction de la base d'apprentissage à la recherche du minimum du métamodèle. Les paramètres retenus sont les trois couples de raideurs simulant les liaisons entre sous-structures, dans les directions X et Y. Pour la direction Z, nous ne pouvons pas utiliser les résultats expérimentaux qui ne sont guère fiables à ce niveau de sollicitation.



a) b) c) d)

Fig. IV.36 Calage final des 4 premiers modes. a) Mode 1 : 4,54Hz. b) Mode 2 : 5,43Hz. c) Mode 3 : 5,85Hz. d) Mode 4 : 6,51Hz.

| **Modèle complet** | **Fréq. num.** (Hz) | **MAC** | **Erreur en fréq. (%)** | **MMP X** (%) | **MMP Y** (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **mode 1** | 4,54 | 0,95 | 5,23 | 40,95 | 4,07 |
| **mode 2** | 5,43 | 0,84 | 3,01 | 11,81 | 8,37 |
| **mode 3** | 5,85 | 0,93 | 2,32 | 12,01 | 34,42 |
| **mode 4** | 6,51 | 0,86 | 2,54 | 6,53 | 18,52 |
| Moyenne | | 0,89 | 3,27 | | |

Table IV.13 Calage du modèle global : MAC et écarts en fréquence très satisfaisants.

Nous avons donc utilisé arbitrairement une raideur correspondant à celle de la maçonnerie dégradée de l'édifice, soit $7.10^8$Pa. Comme pour les modèles partiels, nous avons regroupé dans le tableau IV.13 les informations sur chaque mode. Les déformées numériques sont bien corrélées aux déformées expérimentales, avec les mêmes caractéristiques déjà notées en section IV.3.1.a. Notons que 3 modes locaux apparaissent dans le modèle numérique, entre 1 et 2Hz. Il s'agit des modes de flexion en Y des 3 frontons, non enregistrés faute de capteurs. Leur importance est potentiellement accrue par la modélisation simplifiée de la charpente. Le critère MAC final sur les 4 premiers modes varie de 0,95 à 0,86, montrant une très bonne corrélation. L'erreur en fréquence varie de 0 à 9%, pour une moyenne de 5,4%. Les résultats sont donc très satisfaisants, surtout s'agissant d'un tel édifice.

Deux remarques générales peuvent être faites.
D'une part les rigidités reliant les différentes parties sont des paramètres intéressants en terme de confortement éventuel. En effet, le calage ayant été fait par sous-structure, ces zones de raccord correspondent aux zones de fragilité naturelle de la structure. On retrouve cette idée dans la méthode d'analyse cinématique préconisée par le code italien pour les structures anciennes. Il pourrait donc être intéressant d'étudier un renforcement de ces zones en figurant l'amélioration de la liaison par une augmentation de leur raideur.

D'autre part, comme on peut le voir en figure IV.37, les calages découplés de la nef, du chœur et du clocher ont permis de résoudre le problème d'appariement des modes numériques et expérimentaux soulevé en IV.1.1.b et visible sur cette même figure à gauche. En effet dans le modèle initial, on trouvait des inversions de modes entre les bases numérique et expérimentale. Par exemple les deux premiers modes expérimentaux étaient appariés, en terme de déformées, de fréquence et de masses modales participatives, au mode expérimental 6, alors que les modes 3 et 4 expérimentaux étaient appariés aux modes numériques 2 et 3. Après la série de calages, les modes numériques sont appariés avec un seul mode expérimental chacun, dans le même ordre de fréquence, comme illustré en figure IV.37b : 1-4, 2-15, 3-20 et 4-28.

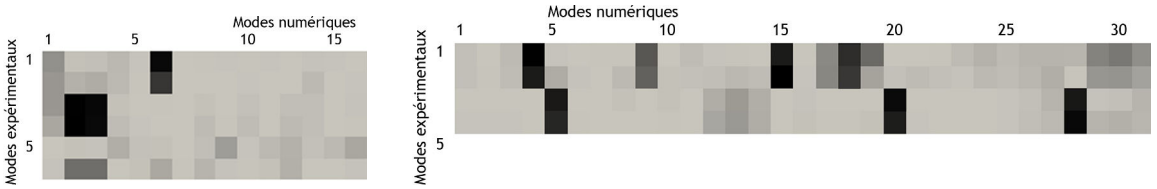



Fig. IV.37 Appariement des modes expérimentaux et numériques. a) Avant calages partiels et global : désordre dans les paires constituées et appariements doubles. b) Après calages : ordre respecté et appariements simples, MAC maximum = 0,95.

.

Toutefois, il convient de souligner certaines caractéristiques de ce modèle. D'une part nous n'avons recalé et validé que sa partie linéaire. D'autre part, nous avons expliqué en I.1.3.b et I.2.2 que la maçonnerie était un matériau complexe. En particulier, dans ce genre de constructions vernaculaires rurales, les murs sont le plus souvent constitués soit de deux couches soit de deux parements extérieurs et un remplissage. Nous avons expliqué qu'au vu des autres constructions de la région, les églises étaient probablement construites selon la première technique, ce qui diminue grandement ses caractéristiques mécaniques par rapport à une maçonnerie monocouche par exemple. Cette spécificité n'est pas prise en compte par notre modèle linéaire monocouche, mais peut l'être par le modèle non linéaire constitué de plaques multi-couches et de poutres de Timoshenko. Enfin nous avons expliqué en IV.1 que les caractéristiques d'une structure variaient

selon la température et l'hygrométrie au cours d'une année. Mais ces conditions dégradent aussi les structures sur le long terme comme cela a été montré par Lourenco *et al.* (2015); Ramos *et al.* (2010), notamment lorsque ces écarts sont importants. Le modèle ainsi recalé est donc une image de l'état actuel de l'édifice, tenant compte de son état de dégradation réel, notamment sous poids propre.

## IV.4 Validations générales de la méthode de construction de modèles

### IV.4.1 Récapitulatif des étapes successives de la méthode proposée

La méthode proposée se divise donc en six étapes, illustrées en figure IV.38. Les quatre premières sont à effectuer une seule fois pour l'ensemble à étudier. Seules les deux dernières, les opérations de calage, sont à répéter pour chaque église type ou édifice que l'on souhaite étudier.

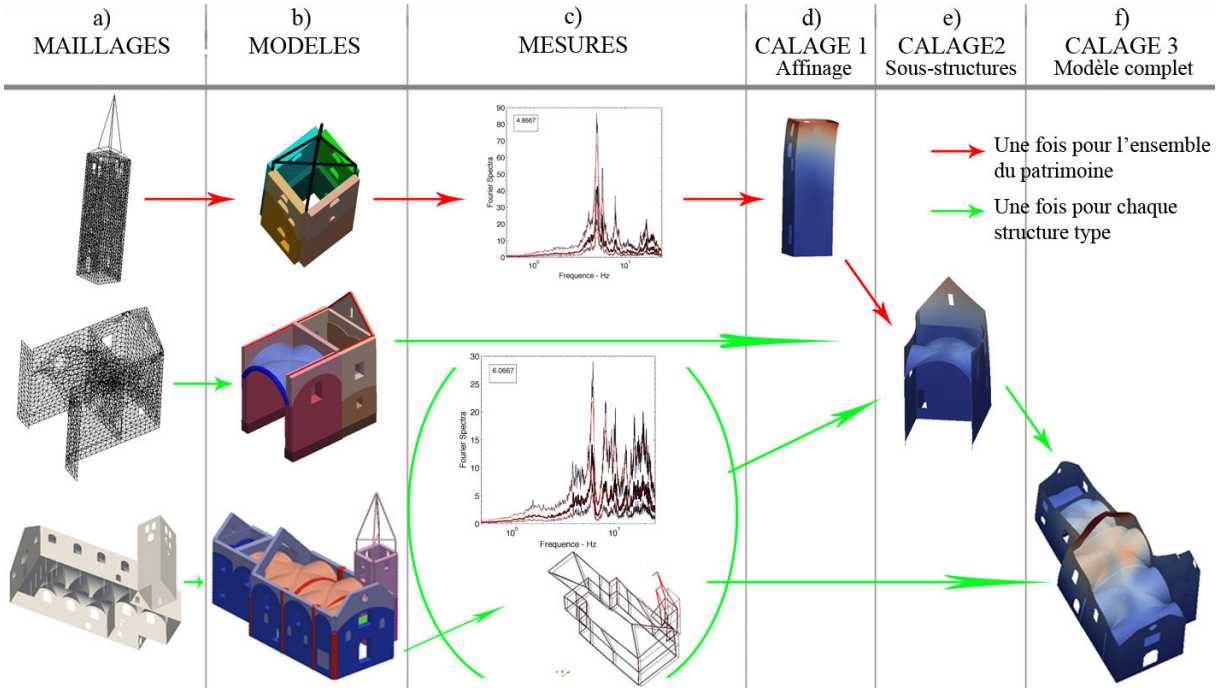



Fig. IV.38 Schéma récapitulatif des étapes successives de la méthode de construction et de calage des modèles. a) Maillages. b) Modèles. c) Mesures. d) Affinage des valeurs bibliographiques. e) Calages des sous-structures. f) Calage global.

#### a Construction des différents maillages

A partir des relevés géométriques, manuels ou photogrammétriques, et des relevés de dommages effectués, on construit à l'aide du pré-processeur trois types de maillages :

- *maillages simplifiés* pour un élément bien identifié, de préférence élancé, qui est présent dans toutes les structures du patrimoine étudié, les clochers dans notre étude. On construit autant de maillages que de structure instrumentée partiellement.

- *maillages plus détaillés pour chaque sous-structure* de l'édifice instrumenté en entier. Dans ces maillages, on tient compte des caractéristiques relevées in-situ de la maçonnerie, notamment

les épaisseurs, l'endommagement et la qualité apparente de la mise en œuvre, afin d'affiner le modèle.

- *maillage complet de la structure* instrumentée en entier, assemblage des maillages partiels détaillés construites précédemment.

#### b Préparation des maquettes numériques pour les calages

Pour les modèles basés sur les maillages simplifiés, et dans le cas des clochers, on symbolise la flèche à l'aide d'éléments poutres. On ne représente pas les parties bois, sauf le beffroi pour son surplus de raideur et son rôle de support des cloches. Ces dernières sont représentées sous formes de masses ponctuelles incluant le poids des cloches, du mécanisme et du beffroi. On tient compte de la partie manquante de l'édifice, la nef et le chœur, en introduisant des raideurs à la jonction entre les différentes sous-parties. Les fondations sont modélisées selon la méthode de Winkler par des ressorts dont la raideur dépend de la qualité du sol. Les murs en maçonnerie sont modélisés par des éléments plaques, découpées en zone d'épaisseurs similaires.

Dans les modèles basés sur les maillages plus détaillés, les murs sont aussi en éléments plaque. Mais ceux-ci sont regroupées en zones homogènes, déjà prévues dans le maillage, dépendant de la façade, de la position par rapport au sol, des épaisseurs mesurées, des fissures relevées et de la mise en œuvre. Les fondations et les parties manquantes de l'édifice sont prises en compte comme pour les modèles de clocher, par des raideurs additionnelles. Les pilastres et les arcs sont modélisés par des éléments poutre. La charpente "de substitution" est constituée des pannes sablières et des "arbalétriers" des frontons, modélisés par des éléments poutre de masse volumique et de raideur équivalentes à celles de la charpente réelle.

Les modèles complets détaillés sont le ré-assemblage des différents modèles des sous-structures constituant les édifices. La liaison entre eux est faite par des éléments joints présentant des raideurs dans les trois directions et des raideurs angulaires de flexion.

#### c Réalisation des mesures vibratoires in-situ

Nous préconisons de réaliser deux types de mesures :

Des mesures complètes seront nécessaires sur les édifices que l'on souhaite étudier plus en détails, comme les édifices types sur lesquels on voudra construire les courbes de fragilité, ceux qui auront montré une vulnérabilité particulière ou ceux présentant un intérêt patrimonial très important.

Sur les autres édifices, des mesures partielles sont suffisantes, notamment sur des sous-structures bien identifiées, présentes dans tous les édifices du patrimoine traité et de préférence élancées car l'AME y est plus efficace. Le but principal est ici de déterminer des plages de valeurs pour les caractéristiques du sol et de la maçonnerie afin de pouvoir introduire la variabilité de ces paramètres lors de la construction des courbes de fragilité par type structurel. Ces mesures partielles n'ont donc pas besoin d'être exhaustives. Toutefois, sur un patrimoine totalement inconnu, si elles sont suffisamment nombreuses, elles permettront de valider d'une part les hypothèses de modélisation choisies par un calage simple, celui des clochers en fréquence dans notre cas, et d'autre part la typologie structurelle utilisée.

#### d Calage en fréquence de la sous-structure bien identifiée la plus simple

Le but de cette étape est d'affiner les valeurs caractéristiques issues de la bibliographie pour les adapter au patrimoine étudié. Pour cela on utilise les modèles partiels simplifiés, du clocher dans notre étude. On attribue initialement aux modèles les valeurs mécaniques issues de la bibliographie. Puis on les recale tous sur les résultats des mesures en minimisant l'erreur en

fréquence uniquement, les déformées étant naturellement bonnes dès lors que les hypothèses de modélisation sont suffisamment détaillées (Cf IV.3.2). Les paramètres utilisés pour le calage sont $E$ et $\rho$ de la maçonnerie ainsi que les raideurs longitudinales et transversales des fondations et celles de la partie manquante, la nef et/ou le chœur ici. Les valeurs obtenues servent de bornes pour les paramètres utilisés lors du calage suivant.

À l'issue de cette étape, on dispose d'une base de caractéristiques mécaniques adaptée aux édifices étudiées et à leur matériaux. Elle pourra notamment être utilisée lors de la construction des courbes de fragilité par type structurel afin d'introduire la variabilité des caractéristiques mécaniques.

#### e Calages découplés des modèles partiels

À partir des maillages des sous-structures et des caractéristiques issues de l'étape précédente pour la maçonnerie et les raideurs et de la bibliographie, on construit les modèles numériques découplés de macro-éléments présentant des comportements dynamiques différents. Il s'agit ici du clocher, de la nef et du chœur. Le tableau IV.14 récapitule les règles pour le choix des paramètres. En appliquant ces règles, on a pu caler de façon très satisfaisante les trois sous-structures de NDG, avec 12 paramètres pour le clocher, 11 pour le chœur et 13 pour la nef en réutilisant les raideurs obtenues pour le chœur. Les fonctions cibles sont à adapter à la configuration de la sous-structure. Tout en combinant les erreurs en fréquence et en déformée, on mettra un poids $w2$ plus important sur la fréquence pour une structure élancée, et un poids $w1$ plus important sur le MAC pour une structure plus massive. Nous avons ici retenu les valeurs $w1 = 0{,}8$ et $w2 = 1$ pour le clocher, et l'inverse pour la nef et le chœur. Les valeurs des raideurs figurant les parties manquantes serviront de bornes pour caler les raideurs de liaison en dernière étape.

| **Type d'éléments** | **Prise en compte** | **Plage de valeurs** |
|---|---|---|
| Maçonnerie appareillée | $\rho$ | 1500 - 2300 |
| | $\nu$ | 0,15 - 0,2 |
| Blocage en parties basses | $\rho$ | 1500 - 2100 |
| | $\nu$ | 0,1 - 0,22 |
| Maçonnerie des pilastres et contreforts | $\rho$ | 1700 - 2500 |
| Maçonnerie dégradée ponctuellement | coefficient correctif par rapport à la maçonnerie saine mitoyenne | 0,2 - 0,9 |
| Blocage grossier en parties hautes | $\rho$ | 1200 - 1900 |
| | $\nu$ | 0,15 - 0,2 |
| Différence nette entre un type de maçonnerie de "partie basse" et un de "partie haute" | coefficient correctif | 0,5 - 0,9 |
| Zone inaccessible à la mesure | épaisseur | en fonction des murs mitoyens |
| Rebouchage moderne (superficie, matériau) | coefficient correctif | 0,5 - 1,5 |
| | $\rho$ | selon matériau |
| | $\nu$ | selon matériau |
| Fondations | Coefficient correctif pour l'épaisseur | 1 - 1,3 |
| partie manquante de l'édifice | raideur d'appuis en X et Y | 1E7 - 1,5E9 |
| Sol et SSI | raideur d'appuis en X et Y | 2E6 - 1E9 |
| Charpente | raideur équivalente | 5E8 - 1E11 |
| | masse surfacique équivalente | 500 - 1200 |
| | masse linéaire bulbe | 1500 - 2700 |

Table IV.14 Choix des paramètres en fonction des différentes caractéristiques du bâtiment et plages de valeurs pour l'optimisation.

#### f Calage du modèle global

On assemble les différents modèles découplés calés à l'étape précédente en un modèle global, en utilisant des éléments joints dont les raideurs sont les paramètres de calage. Leurs valeurs inférieures et supérieures pour leur optimisation sont définies selon les raideurs des appuis qui simulaient les parties manquantes à l'étape précédente. Le calage se fait en fréquence et en déformée, auxquelles on donne un poids égal.

À l'issue de cette étape, notons que nous avons déterminé un jeu de paramètres possible, qui minimise l'écart entre les mesures expérimentales et les résultats du modèle numérique. Toutefois, comme nous l'avons souligné, nous avons toujours vérifié que les différentes valeurs calculées de cette façon étaient en accord avec les valeurs obtenues par des tests in-situ sur d'autres édifices dans la littérature.

### IV.4.2 Application à l'église de la Sainte Trinité aux Contamines-Montjoie

Il s'agit ici de vérifier l'efficacité de la méthode de construction et de validation des modèles, adaptée à des zones de sismicité modérée et à des bâtiments complexes. On veut montrer que les conclusions de la section précédente permettent de construire le modèle d'une église quelconque de l'ensemble, sur laquelle aucun travail n'avait encore été entrepris. Nous avons choisi l'église de la Sainte Trinité aux Contamines-Montjoie (STCM). En suivant les recommandations en termes de maillage, de choix et paramètres et de fonction erreur, le modèle numérique recalé devra donc présenter des modes similaires à ceux mesurés expérimentalement.

#### a Présentation de l'église

*Histoire.* La paroisse des Contamines est l'une des nombreuses paroisses créées suite à l'essor des communes d'altitude aux XVII et XVIIe siècles. Les requêtes durèrent plus d'un siècle avant que les Contamines ne soient désunies de Saint Nicolas de Veroce. Le 1er septembre 1758, la première pierre de la nouvelle église du village des Contamines est posée, sous la titulature de la Sainte Trinité. L'architecte en est Joachim Gualino, originaire de la Val Sesia. L'église est terminée en 1762 et consacrée en 1766. Le décors des voûtes, peintes à fresques, est terminé en 1847. Les dernières rénovations, essentiellement pour les décors et le rebouchage des fissures datent de 1882, par des ouvriers originaires du Piémont, puis de 1976 par le peintre Edouard Borga et de la fin des années 2000 pour la façade d'entrée peinte.

*Structure.* Les vestiges de l'ancien château des seigneurs du Val Montjoie ont été réutilisés notamment pour une partie des fondations et le soubassement du clocher. Comme illustrée en figure IV.40, elle est orientée à l'est et composée d'une nef de 3 travées et d'un chœur plus étroit de 2 travées. Des pilastres en forte saillie sur les murs latéraux et surmontés de chapiteaux d'ordre composite séparent les travées. Les fenêtres, placées très haut sous les voûtes, sont en plein cintre et profondément ébrasées. La façade est protégée par un fort porte-à-faux de toiture et ressemble fortement à celle de NDG et de l'église de Saint-Gervais-les-Bains. Le clocher est placé au nord, et pourvu d'un étage de beffroi, percé sur chaque face de baies en tuf appareillé. La flèche, datant de 1845, est plus élancée et plus travaillée qu'à NDG, superposant une pyramide basse, un campanile et une aiguille élancée, le tout couvert de tavaillons en fer blanc.

#### b Maillages

La figure IV.39 présente les relevés photogrammétriques des façades avec le relevés des fissures les plus importantes. Les trois types de maillages, maillage simplifié du clocher, maillages des sous-structures et maillage complet ont été construits au chapitre précédent pour illustrer les possibilités offertes par le pré-processeur de maillage et sont présentés en figure III.15.

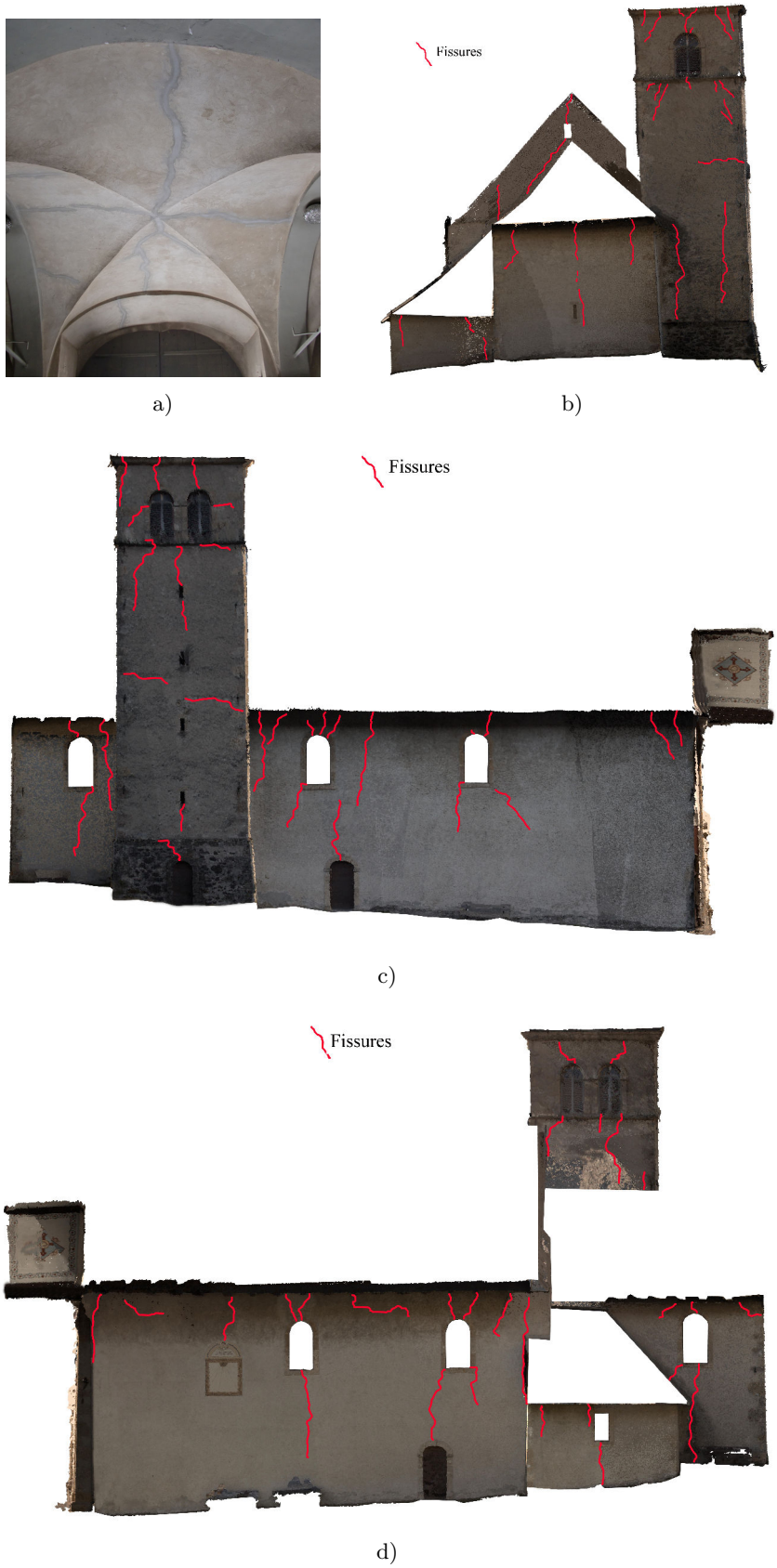



Fig. IV.39 Relevé photogrammétrique des fissures des Contamines. a) Faç. d'entrée : fissure verticale traversante, se prolonge dans la tribune. b) Faç. NE : fissures verticales à la jonction nef/sacristie, fissures en tête de cocher. c) Faç. NO : fissures à la jonction avec le clocher. d) Faç. SE : fissures au droit des ouvertures, à la jonction nef/chœur et en tête de clocher.

### c Préparation des modèles

Le tableau IV.15 compare les résultats du modèle brut, issu des premières hypothèses du chapitre III aux résultats du modèle construit suivant les recommandations énoncées plus haut. La base modale issue des mesures sert de référence en fréquence et déformée, mais nous n'avons pas effectué de calage.

On peut noter la nette amélioration en fréquence comme en déformée apportée par le raffinement des hypothèses de modélisation. Dans le premier modèle, les types de maçonnerie ne sont pas pris en compte. Les caractéristiques sont les mêmes dans les fondations, la partie basse des murs ou les parties au-dessus des voûtes. Seules les épaisseurs varient quand nous avons pu mesurer un changement. Le MAC est extrêmement mauvais et indique deux bases modales totalement différentes. Les erreurs en fréquence, notamment pour les deux premiers modes sont élevées. Dans le deuxième modèle, nous avons réutilisé le modèle final de NDG, avec une diminution généralisée de la section des murs au-dessus des voûtes, et une augmentation de celle des fondations. Nous avons tenu compte d'une raideur supplémentaire de la charpente, de la masse déportée et de la raideur du bulbe et du beffroi, de la dégradation des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie dans les parties hautes. La moyenne du MAC passe ainsi de 0,45 à 0,74 et les erreurs en fréquence se régularisent, devenant plus faibles sur les 3 premiers modes.

| | Modèle brut | | Modèle pour le calage | |
|---|---|---|---|---|
| | **MAC** | **Erreur en fréquence (%)** | **MAC** | **Erreur en fréquence (%)** |
| **mode 1** | 0,28 | 39,11 | 0,67 | 17,08 |
| **mode 2** | 0,34 | 23,76 | 0,89 | 2,53 |
| **mode 3** | 0,74 | 2,32 | 0,58 | 5,91 |
| **mode 4** | 0,47 | 2,54 | 0,82 | 34,29 |
| Moyenne | 0,45 | 16,93 | 0,74 | 14,95 |

Table IV.15 Comparaison des résultats du modèle issu des premières hypothèses de modélisation et des résultats du modèle construit suivant les recommandations.

### d Mesures

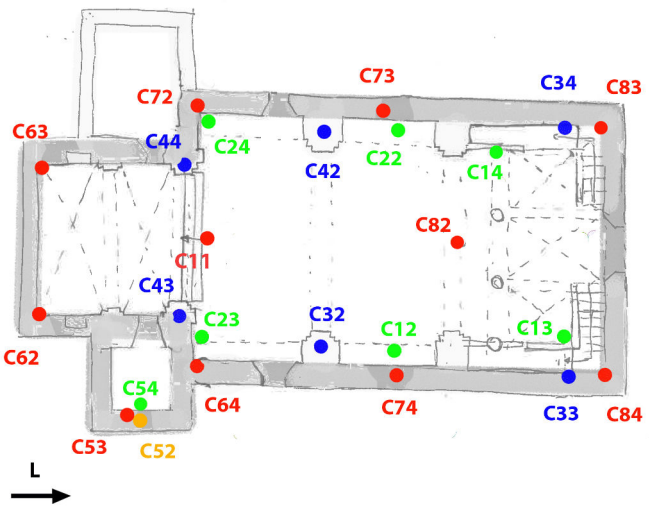



Fig. IV.40 Plan de l'église de la Sainte Trinité. Position des capteurs utilisés : vert= niveau du sol, Bleu = niveau des corniches, Rouge = niveau des combles.

Comme NDG, STCM a été instrumentée en entier, ce qui nous a permis de calculer ses fréquences propres et ses déformées modales. La figure IV.40 présente les relevés géométriques réalisés in-situ et l'emplacement des capteurs utilisés, en coupe et en plan. Le capteur de référence est le capteur C11 à l'étage des combles.

La figure IV.41 récapitule les caractéristiques des déformées expérimentales pour les 4 premiers modes de la structure. On retrouve un comportement assez semblable à celui de NDG, ce qui confirme le classement de ces deux églises dans le même type structurel en dépit de leurs différences. En effet STCM est plus vaste, avec une nef plus longue. Elle est aussi fondée sur un sol plus pentu, ce dont atteste les marches pour monter dans le chœur et l'escalier urbain pour monter à l'église. Son entretien est aussi moins visible : pas de réfection de charpente ou de rebouchage récent de fissures ailleurs que sur la façade principale. Son clocher est plus massif à la base et situé après la nef, à la jonction avec le chœur. Il est donc beaucoup plus encastré dans l'église à sa base. Mais son élancement beaucoup plus important, son bulbe très élevé et ses nombreuses cloches (cf tableau IV.3.2) expliquent le mode 1 expérimental principalement de clocher. Celui-ci présente une fréquence plus basse que le mode 1 de NDG, et une déformée en X très marquée, que l'on retrouve moins marquée dans la nef. La même remarque peut être faite

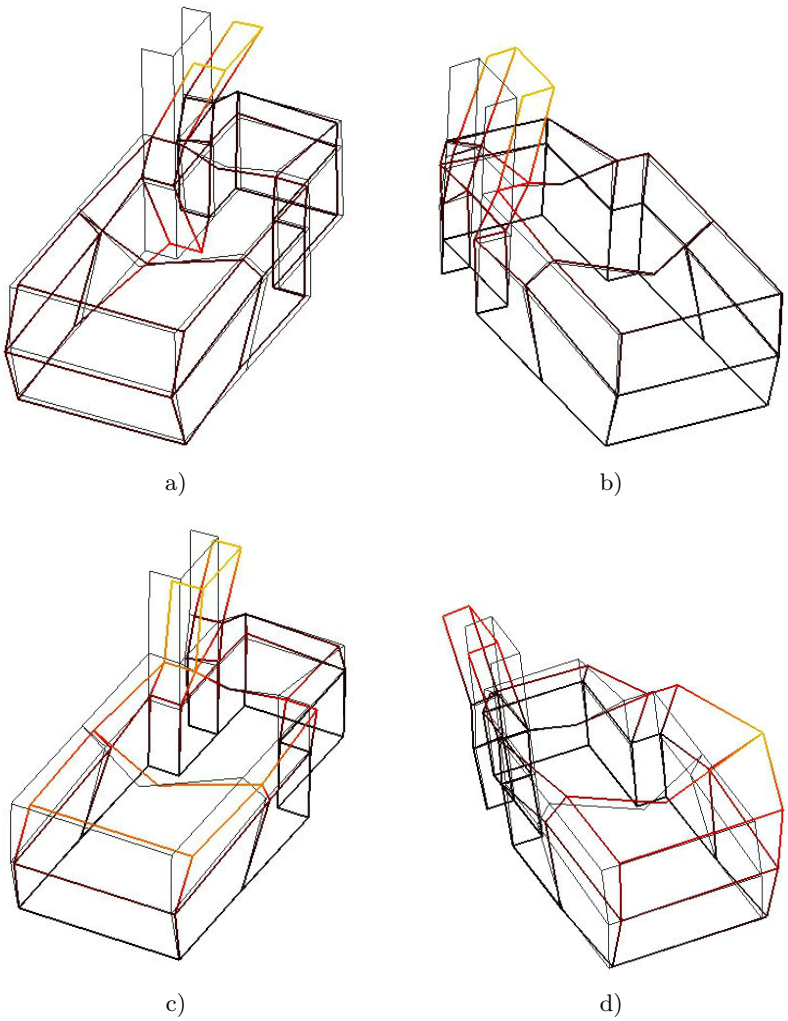



Fig. IV.41 Résultats des mesures sur l'église des Contamines : description des 4 premiers modes propres. a) Mode 1 : 2,54Hz. b) Mode 2 : 3,69Hz. c) Mode 3 : 4,46Hz. d) Mode 4 : 5,52Hz.

dans une moindre mesure pour le mode 2. Il s'agit d'un mode de flexion du clocher, mais moins marquée, avec déplacement transversale de la jonction chœur/nef. Le mode 3 est aussi un mode de flexion transversale, avec déplacement en opposition de phase de la nef et du chœur. Le mode 4 est un mode de torsion générale.

#### e Affinage des valeurs bibliographiques disponibles

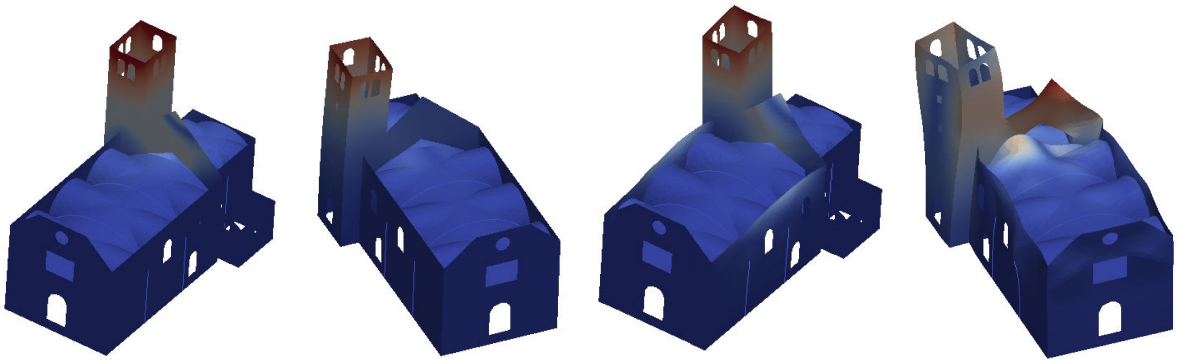
Cette étape a été réalisée lors de l'étude de NDG. La base de données ainsi constituée sera utilisable pour les études de toutes les églises du patrimoine étudié, à l'exception de la Maurienne et de la Haute Tarentaise où nous n'avons pas pu faire de mesures. Nous repartirons donc des caractéristiques obtenues pour la maçonnerie et des hypothèses de modélisation préconisées, comme pour NDG.

#### f Calages découplés des sous-structures et calage du modèle entier

Les calages découplés des trois sous-structures nous ont permis de construire un modèle global adapté, que nous avons calé en fréquence et déformée. Les déformées des quatre premiers modes propres de ce modèle numérique, après calage, sont présentées en figure IV.42. Le tableau IV.16 récapitule les caractéristiques de chacun des modes en terme de MAC, d'erreur en fréquence et de MMP selon les direction X et Y.

Les résultats sont tout à fait satisfaisants. Le MAC est compris entre 0,83 et 0,96 montrant que les bases modales expérimentale et numériques sont très bien corrélées, surtout pour une méthode quasi-automatisée, où aucun test supplémentaire préalable n'a été réalisé. L'erreur en fréquence est inférieure à 10% pour tous les modes.

On notera que, comme le montrait les données expérimentales, les modes enregistrés sont plus locaux (tête de mur, clocher) qu'à NDG où les MMP étaient plus importantes sur les 4



a) b) c) d)

Fig. IV.42 Calage final des 4 premiers modes. a) Mode 1 : 5,68Hz. b) Mode 2 : 5,78Hz. c) Mode 3 : 6,85Hz. d) Mode 4 : 7,18Hz.

| **Modèle complet** | **Fré. num.** (Hz) | **MAC** | **Erreur en fréq. (%)** | **MMP X** (%) | **MMP Y** (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **mode 1** | 2,40 | 0,87 | 5,17 | 20,17 | 3,01 |
| **mode 2** | 3,79 | 0,96 | 2,91 | 9,83 | 2,87 |
| **mode 3** | 4,65 | 0,83 | 4,34 | 24,21 | 9,98 |
| **mode 4** | 6,04 | 0,94 | 9,12 | 15,45 | 20,56 |
| Moyenne | | 0,91 | 5,38 | | |

Table IV.16 Calage du modèle global : MAC et erreur en fréquence très satisfaisants.

premiers modes. À cet égard, on soulignera qu'ici aussi il aurait été très intéressant de pouvoir positionner un capteur sur les frontons, notamment celui entre la nef et le chœur. En effet, selon le modèle numérique, il participe beaucoup à la réponse globale de la structure. D'autre part les déformées longitudinales sont beaucoup moins marquées que dans NDG. La MMPY cumulée est de 36,42% contre 69,66% pour la MMPX. Nous expliquons cette différence par la section plus importante de tous les murs de STCM et par sa longueur plus importante, de 3 travées identiques de nef et deux de chœur au lieu de 2 travées et demi de nef et 1 de chœur. La section résistante en Y, pour reprendre le critère géométrique de Lourenço expliqué en section I.4.1, est donc beaucoup plus importante à STCM. De plus nous avons souligné que les vestiges du château des Montjoie avaient été utilisés, conduisant très probablement à des fondations plus rigides, notamment dans le clocher, autour duquel est centré le mode 4, de torsion. Enfin la pente du terrain est plus marquée à STCM, mais irrégulière : le chœur est plus enterré mais la nef l'est moins. Les déplacement en Y sont plus contraints que les déplacements transversaux.

Le méthode développée est donc performante et ne nécessite pas de connaissances a priori particulières très spécifiques sur l'édifice à traiter, en dehors d'un relevé ordinaire.

### IV.4.3 Adéquation de la méthode aux objectifs de la thèse : spécificités des édifices uniques, contraintes de la grande échelle

Nous voulons montrer ici que la méthode développée, dont l'efficacité a été validée sur un édifice supplémentaire, est aussi adaptée aux contraintes liées à notre objectif. À terme, nous voulons proposer une méthode peu coûteuse permettant de faire un premier diagnostic structurel pour un ensemble important de bâtiments complexes, peu documentés. Le méthode doit donc être adaptée au travail à grande échelle, à la complexité des monuments anciens, à leur protection et à la sismicité modérée.

Classer ces structures en un nombre restreint de types structuraux homogènes nous a permis de surmonter la première difficulté. Au lieu de devoir traiter 198 structures différentes, on peut en premier lieu ne s'intéresser qu'au bâtiment représentatif de chaque type, choisi pour ses caractéristiques moyennes. Il n'y a donc idéalement que huit églises et cinq chapelles à modéliser (Cf. II.32), sur lesquelles on testera l'influence des variations géométriques au sein de leur type : élancement, nombre de travées de nef ou de chœur (Cf. Annexe B). Les résultats de l'étape 3 de la méthode de construction de modèles proposée, l'affinage des valeurs bibliographique par recalage en fréquence des clochers a permis de valider les typologies structurelles proposées (Cf. IV.3.1.b). Trois groupes d'églises se détachent, qui correspondent à des vallées et des altitudes différentes. Nous pouvons donc utiliser cette classification pour travailler à grande échelle avec un nombre limité de références.

La seconde difficulté était liée à la fois à la complexité individuelles des structures comme à leur grand nombre. Il faut pouvoir élaborer un maillage adapté à chaque structure, paramétré pour pouvoir étudier les variabilité de géométrie et d'implantation au sein d'un type, et à partir d'informations à relever sur le terrain en un temps limité. Pour ce faire, nous avons proposé d'utiliser la photogrammétrie et un pré-processeur que nous avons développé, qui construit des maillages pour le logiciel EF Cast3M. Tout d'abord cela réduit drastiquement le temps nécessaire à la construction du maillage. En effet, de cette façon le maillage d'un édifice complexe ne prend pas plus d'une journée de travail. Cet outil est donc bien adapté à des études à grande échelle, regroupant un grand nombre de structures. De plus, il permet d'introduire de la variabilité dans le modèle pour des études probabilistes à l'échelle d'une structure ou de tout l'ensemble, en utilisant les résultats des mesures partielles et du recalage en fréquence. En effet le pré-processeur permet de prendre en compte, dès la création du maillage, les variations de propriétés mécaniques grâce à la construction du maillage par zones structurellement homogènes. Il peut aussi prendre en

compte le variabilité des données géométriques grâce au paramétrage complet du sol, du plan et des façades. L'étape deux de la méthode est donc rapide et adaptée à tous nos objectifs.

La troisième difficulté était de valider les modèles numériques proposés en III. La méthode exposée est rationalisée afin de pouvoir s'appliquer à un grand nombre de structures. Les trois dernières étapes permettent d'améliorer puis de valider le modèle initial. La première, à ne faire qu'une fois dans le cas d'un ensemble étendu, vise à définir les paramètres les plus basiques pour l'ensemble de l'ensemble. Elle permet aussi, dans le cas d'un nouvel l'ensemble, de valider les types structuraux mis en place et le choix des hypothèses de modélisation. Les deux dernières étapes permettent un bon calage en optimisant la taille des modèles, le nombre de variables et le choix de la fonction cible. Ces étapes peuvent être aisément répétés à grande échelle pour chaque type de structures.

En conclusion cette méthode efficace est rapide. Pour produire et valider le modèle de STCM, il aura fallu une journée sur place pour les mesures et les relevés. Puis une journée pour construire les relevés photogrammétriques des façades. L'élaboration du maillage à partir du fichier de NDG et le calage en lui même aura pris environ 5 jours. En tout une semaine aura donc été nécessaire à la construction du modèle que l'on a pu valider par comparaison avec les mesures.

# Chapitre V

# Évaluation de la vulnérabilité

Nous disposons de modèles aux éléments finis, calés dans leur partie linéaire sur les caractéristiques vibratoires réelles des structures mesurées in situ. Nous souhaitons donc maintenant les utiliser pour formuler un diagnostic de vulnérabilité, non seulement pour un bâtiment unique mais aussi pour le type structurel qu'il représente. Pour ce faire, nous utiliserons l'outil des courbes de fragilité dont nous avons exposé le principe général en section I.4.4.

Nous chercherons d'abord en section V.1 à éliminer provisoirement la première des trois sources d'incertitudes exposées en I.4.4.b, le modèle. Dans ce but nous exposerons les résultats des calculs effectués sur NDG avec le modèle non linéaire décrit en section III.3.2 et les comparerons à ceux du modèle linéaire décrit en section IV.3.4 et à ceux de la méthode cinématique décrite en section I.3.1, appliquée à des mécanismes de ruines pertinents pour NDG. Puis nous utiliserons une méthode quasi-statique inspirée de la méthode M-UMRHA proposée par Tataie (2011) afin de disposer d'un modèle nous permettant de construire des courbes de fragilité avec un modèle non linéaire. Nous en discuterons la pertinence et les limites.

Nous exposerons ensuite dans la section V.2 le principe de la construction des courbes et la méthode utilisée ici. Nous décrirons la base de séismes utilisée pour la construction des courbes, qui permet de prendre en compte l'incertitude liée au choix de la sollicitation sismique. Puis nous nous concentrerons en section V.2.3 sur la dernière source d'incertitude en définissant des critères d'endommagement pertinents pour les structures étudiées ici.

Enfin nous montrerons en section V.3 que les différents outils développés au cours de ce travail permettent effectivement de construire des courbes de fragilité. Nous testerons l'influence des choix opérés en présentant différents jeux de courbes obtenus.

## V.1 Validation et confrontation des méthodes d'analyses - variabilité due aux modèles

### V.1.1 Modèles numériques à n ddl : analyse dynamique linéaire et non linéaire

#### a Chargements et amortissement pour les analyses dynamiques

##### a.1 Chargements.

Nous n'avons considéré comme chargement pour l'analyse dynamique que le chargement sismique, sous forme d'accélérations proportionnelles à la masse de la structure. Pour cela nous avons utilisé des accélérogrammes générés par Perrault (2013) à l'aide de la méthode SIMQKE

développée par Gasparini et Vanmarcke (1976) et modifiée pour conserver une phase réelle. Nous décrirons cette base de signaux en section V.2.2. Les signaux choisis pour les analyses dynamiques correspondent aux spectres réglementaires associés aux différentes combinaisons de classe de sol et de catégories d'ouvrages pertinentes pour NDG, ainsi qu'à des périodes de retour (PR) de 2475 ans, 475 ans et 72 ans, selon les définitions données en section I.2.1. Ces dernières correspondent à des séismes ayant respectivement une probabilité d'occurrence de 2%, 10% et 50% en 50 ans. Le tableau V.1 récapitule les caractéristiques des différents accélérogrammes retenus, et les correspondance en terme de réglementation. Nous avons utilisé les deux composantes horizontales de ces signaux synthétiques : l'accélérogramme Nord-Sud pour une sollicitation transversale de NDG, et l'accélérogramme Est-ouest longitudinalement.

| **Sigle** | **Classe de sol** | **Catégorie bâtiment** | **PR** (ans) | **PGA** ($m/s^2$) | | | **Distance épicentrale** (km) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | transv. | longit. | vert. | |
| **NCB2** | B | II | 2475 | 3,72 | 2,69 | 1,15 | 6,26 |
| **NCC2** | C | II | 2475 | 3,69 | 3,65 | 1,03 | 28,85 |
| **NCC3** | C | III | 2475 | 4,42 | 4,38 | 1,24 | 28,85 |
| **SDB2** | B | II | 475 | 1,86 | 1,34 | 0,57 | 6,26 |
| **SDB3** | B | III | 475 | 2,23 | 1,61 | 0,69 | 6,26 |
| **SDC4** | C | IV | 475 | 2,58 | 2,55 | 0,72 | 28,85 |
| **LDB2** | B | II | 72 | 1,35 | 0,98 | 0,41 | 6,26 |
| **LDB3** | B | III | 72 | 1,62 | 1,17 | 0,50 | 6,26 |
| **LDB4** | B | IV | 72 | 1,89 | 1,37 | 0,58 | 6,26 |

Table V.1 Caractéristiques des accélérogrammes retenus pour les analyses dynamiques.

Nous n'avons pas ajouté le poids propre à ces sollicitations. En effet le calage effectué au chapitre précédent nous a permis de déterminer les paramètres du modèle, pertinent dans sa partie linéaire, en tenant déjà compte du poids propre de la structure. Nous avons ainsi dégradé les modules et masses volumiques dans les zones où nous avions relevé des dommages, notamment le haut des murs plus fins, les zones fissurées autour des baies, la jonction entre la nef et le chœur. Le modèle ainsi calé représente donc l'état réel de NDG, poids propre compris (effet de la gravité). La figure V.1 montre l'effet de la prise en compte en statique du poids propre de la structure en sus de celui considéré de facto dans le modèle initial. On peut noter que l'endommagement se concentre dans les zones déjà identifiées comme plus faibles. On retrouve ainsi bien marquées la fissure verticale passant par la serlienne en façade d'entrée ou celles en biais partant du bas des fenêtres de la nef. Cette hypothèse nous amènerait donc à considérer une structure encore plus dégradée que l'existant. En revanche, nous avons tenu compte des charges de neige réglementaires comme expliqué en section III.3.1, avec la même remarque.

### a.2 Amortissement.

Un amortissement de type Rayleigh proportionnel à la matrice de masse et à la matrice de raideur, est adopté en choisissant un taux d'amortissement visqueux de 2%, qui assure une bonne représentativité du comportement du matériau et permet de filtrer les plus hautes fréquences. L'amortissement de Rayleigh prend en compte deux amortissements qui sont proportionnels respectivement à la matrice de raideur $K$ et à la matrice de masse $M$. La matrice d'amortissement $C$ est donnée par :

$$C = \alpha M + \beta K \tag{V.1.1}$$

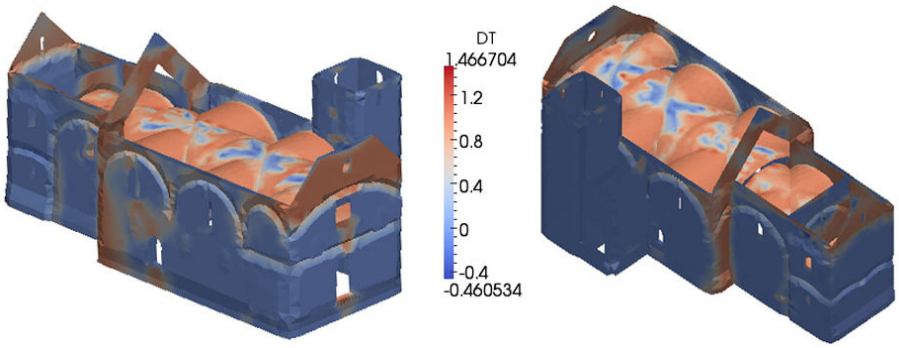



Fig. V.1 Réponse du modèle non linéaire sous poids propre : amplification de dégradations existantes mais déjà considérées par le biais des caractéristiques des différentes maçonneries.

Les paramètres $\alpha$ et $\beta$ sont définis par :

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \qquad \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \tag{V.1.2}$$

où $\omega_1, \omega_2$ sont les pulsations des modes 1 et 2 respectivement et $\xi$ l'amortissement de la structure. Le taux d'amortissement $\xi_n$ du mode n s'exprime alors en fonction de la pulsation du mode :

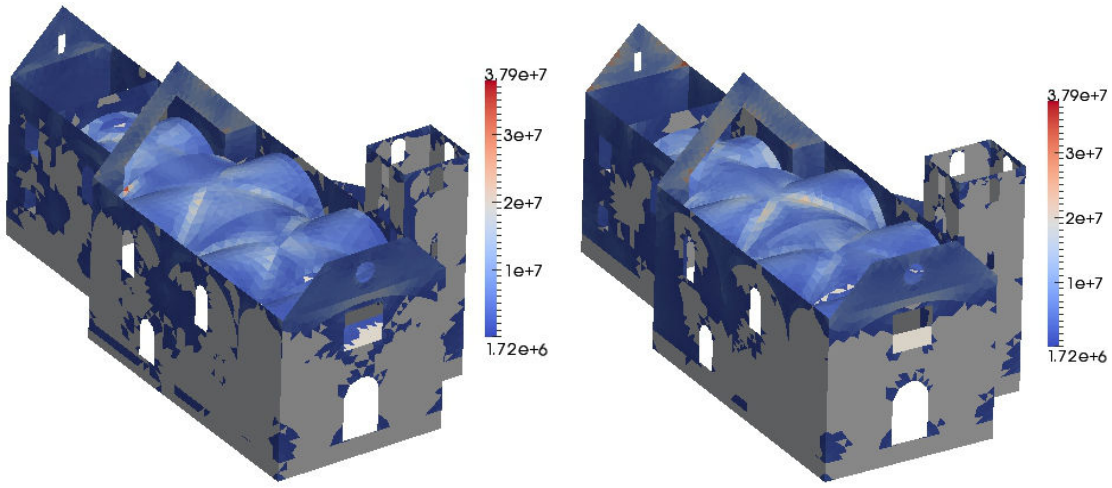
$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \tag{V.1.3}$$

Les valeurs d'amortissements modaux sont ainsi cohérentes avec les valeurs d'amortissement calculées par la méthode de la largeur de bande de la demi-puissance expliquée en section IV.1.3. Elles sont toutes inférieures à 2%. Notons toutefois que ces valeurs sont mesurées dans la partie linéaire du fonctionnement de la structure, sous faibles sollicitations. Or Elmenshawi *et al.* (2010a,b) montrent que ces valeurs augmentent en fonction des sollicitations, notamment cycliques. Il serait donc intéressant de se donner les moyens d'extrapoler des valeurs d'amortissement pour les sollicitations importantes et le fonctionnement non linéaire de la structure.

#### b Comparaison des analyses linéaires temporelles dynamique et par superposition modale

Nous avons présenté en section I.3.3 les analyses temporelles dynamique et sur base modale. Cette dernière possède le gros avantage d'être beaucoup plus rapide. C'est pourquoi nous souhaitons l'utiliser dans le cas de courbes de fragilité visant à indiquer le niveau de dommages légers, qui pourront donc n'être basées que sur des modèles linéaires afin d'optimiser les temps de calcul. Une validation des résultats obtenus de cette façon sur un édifice entier complexe est donc nécessaire. La figure V.2 présente les résultats des deux méthodes en terme de contraintes principales maximales atteintes au cours du calcul. L'accélérogramme utilisé est le SDB2 présenté en tableau V.1, dans les trois directions. Pour une comparaison plus aisée, nous avons uniquement indiqué les 50% des mailles les plus contraintes, les autres sont en gris. On voit que les zones ainsi sélectionnées sont quasiment similaires et couvrent une gamme de contraintes tout à fait identique, avec des contraintes principales de traction allant de $1{,}3.10^6$N à $3{,}8.10^7$N aux angles au bas des frontons entre la nef et le chœur et du chevet.

Afin de vérifier que cette similitude n'est pas que globale et qualitative, nous avons comparé les pseudo-accélérations obtenues par fonction de transfert à partir des accélérations au niveau de points clés, localisés sur la figure V.3. Ils sont en tête de mur, dans des angles ou à la jonction de macroéléments afin de contrôler leurs interactions et d'enregistrer les accélérations maximales.




a) b)

Fig. V.2 Comparaison des champs de contraintes principales SI11 seuillés à 50% : la partie grise représente les 50% les moins contraints. a) Calcul dynamique temporel, opérateur PASAPAS. b) Calcul sur base modale, opérateur DYNE.

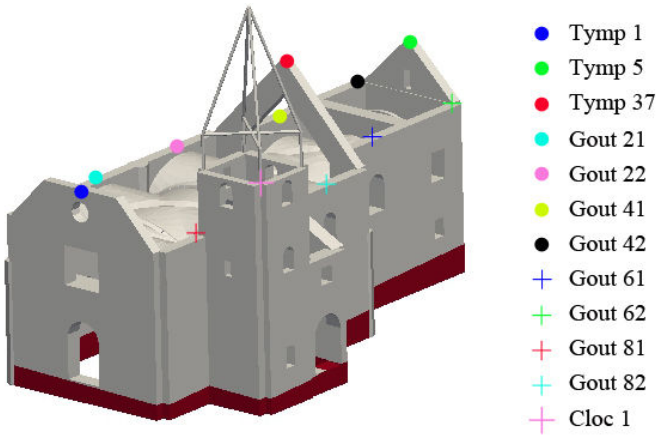



Fig. V.3 Positionnement des points clés servant de points de contrôle.

La figure V.4 présente les spectres de plancher en pseudo-accélération entre 1 et 20 Hz aux points Cloc 1 et Gout 81. Les résultats sont tout à fait satisfaisants en fréquence. Les pics correspondent parfaitement d'une méthode à l'autre, notamment dans la direction X où les accélérations sont les plus marquées. La correspondance en amplitude est moins satisfaisante, quoique bonne pour les accélérations plus faibles, soit en Y et pour le point Gout 81 où les déplacements sont moindres, le mur gouttereau étant plus contraint que la tête du clocher. En terme de spectre, l'analyse temporelle sur base modale a tendance à surévaluer la réponse par rapport à l'analyse dynamique. Ceci pourrait s'expliquer par une troncature trop précoce de la base modale, avec une prise en compte non-optimale des pseudo-modes pour la compléter. Cependant les différences sont suffisamment négligeables pour que nous puissions utiliser la méthode d'analyse temporelle spectrale pour la suite des calculs linéaires, notamment pour le développement, en première approche, de courbes de fragilité indiquant la fin du régime linéaire de la structure et l'apparition des premières fissures.

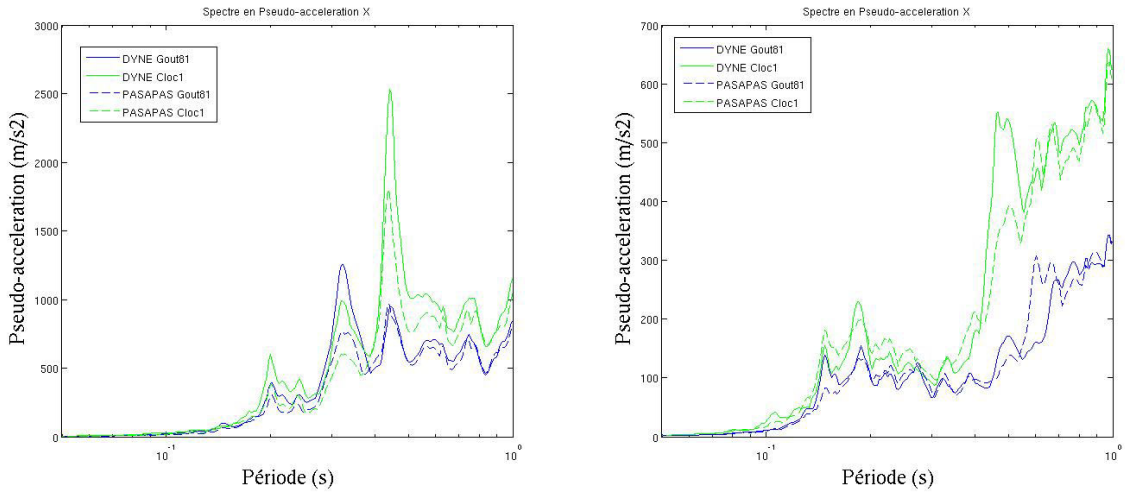



Fig. V.4 Comparaison des spectres de plancher en pseudo-accélération obtenus par calcul dynamique temporel, opérateur PASAPAS et calcul sur base modale, opérateur DYNE. a) Direction X. b) Direction Y.

### c Description du modèle non linéaire utilisé

Nous avons construit le modèle global non linéaire plaque à partir du modèle linéaire validé au chapitre IV.

#### c.1 Maillage.

Les sous-structures pertinentes distinguant le haut du bas des murs ou les maçonneries d'époque et de qualité différentes ont été conservées. De même nous avons conservé la distinction entre éléments plaques pour tous les éléments des murs, voûtes et tribune, et éléments poutres pour les pilastres, contreforts, arcs et éléments de charpente comme le beffroi, le bulbe et les pannes équivalentes du chœur et de la nef. En effet, Casarin (2006) a montré par une série de tests paramétriques que l'utilisation d'éléments 2D plaques permettait d'obtenir des résultats satisfaisants lors de calculs dynamiques non linéaires sur une structure entière. Pour cela il a comparé le déplacement et l'accélération en tête d'un mur de taille fixée, maillé avec 3 densités différentes, en utilisant des éléments quadratiques isoparamétriques plaques rectangulaires et triangulaires, ainsi que des éléments solides cubiques. Les résultats en terme d'accélération varient de moins de 7% de la valeur maximum atteinte pour le maillage le plus grossier, et de moins de 4% pour le maillage le plus fin. Cette étude paramétriques montre aussi que les conclusions de l'analyse cinématique donnent de bonnes asymptotes pour tous les modèles numériques considérés. Cependant, afin de pouvoir tenir compte ultérieurement des différents types de maçonnerie qui constituent les couches des murs dans l'épaisseur, nous avons utilisé ici les plaques multicouches, basées sur les développements de Khatua et Cheung (1973). Ceci nous permet d'attribuer des caractéristiques mécaniques différentes aux peaux intérieures et extérieures des murs.

#### c.2 Modèles.

Pour les éléments plaques nous avons utilisé le modèle RICCOQ modifié, que nous avons décrit et identifié sur le modèle discret DEAP au chapitre III. Afin de conserver au maximum les informations recueillies grâce au calage du chapitre IV, nous avons utilisé les tests d'identification de RICCOQ pour déterminer la déformation limite élastique de ce type de murs multi-couche

en maçonnerie. La maçonnerie de chaque sous-partie de NDG présente donc une résistance en traction $f_{tn} = E * \epsilon_{pst}$ qui dépend de son module d'Young, identifié lors des calages successifs. Une série d'essais numériques en quasi-statique avec une force endommageante appliquée en tête de murs nous a permis d'optimiser le nombre de couches à considérer. Á partir de 8 couches les résultats en terme de déplacements et d'effort tranchant en pied varient de moins de 1%. Nous avons donc retenu cette configuration afin de ne pas alourdir les calculs.

Pour les pilastres et les arcs des voûtes, nous avons utilisé des éléments poutre multifibre. Ce sont des éléments finis, basés sur la théorie des poutres, qui associent à chaque élément poutre la description géométrique de sa section sous forme de fibres longitudinales. A chaque fibre il est possible d'associer une loi de comportement uniaxiale locale en contraintes - déformations particulière et donc un matériau. Ce type de description possède les avantages d'hypothèses simplificatrices associées à une cinématique de type poutre, tout en offrant une solution robuste et rapide pour une analyse non linéaire de structures composites (Kotronis, 2008; Mazars *et al.*, 2006). L'hypothèse cinématique de Timoshenko pour les sections des pilastres et arcs que nous avons utilisée permet de mieux prendre en compte le cisaillement dans la section qu'avec les hypothèses classiques de Navier-Bernoulli. Elle est relative à la cinématique d'une section droite de poutre, ce qui entraîne que la section normale à la fibre moyenne $OX$ reste plane après la déformation mais pas nécessairement normale à la fibre moyenne (planéité de la section avec cisaillement). Les caractéristiques des différents modèles non linéaires utilisés sont récapitulées en tableau V.2.

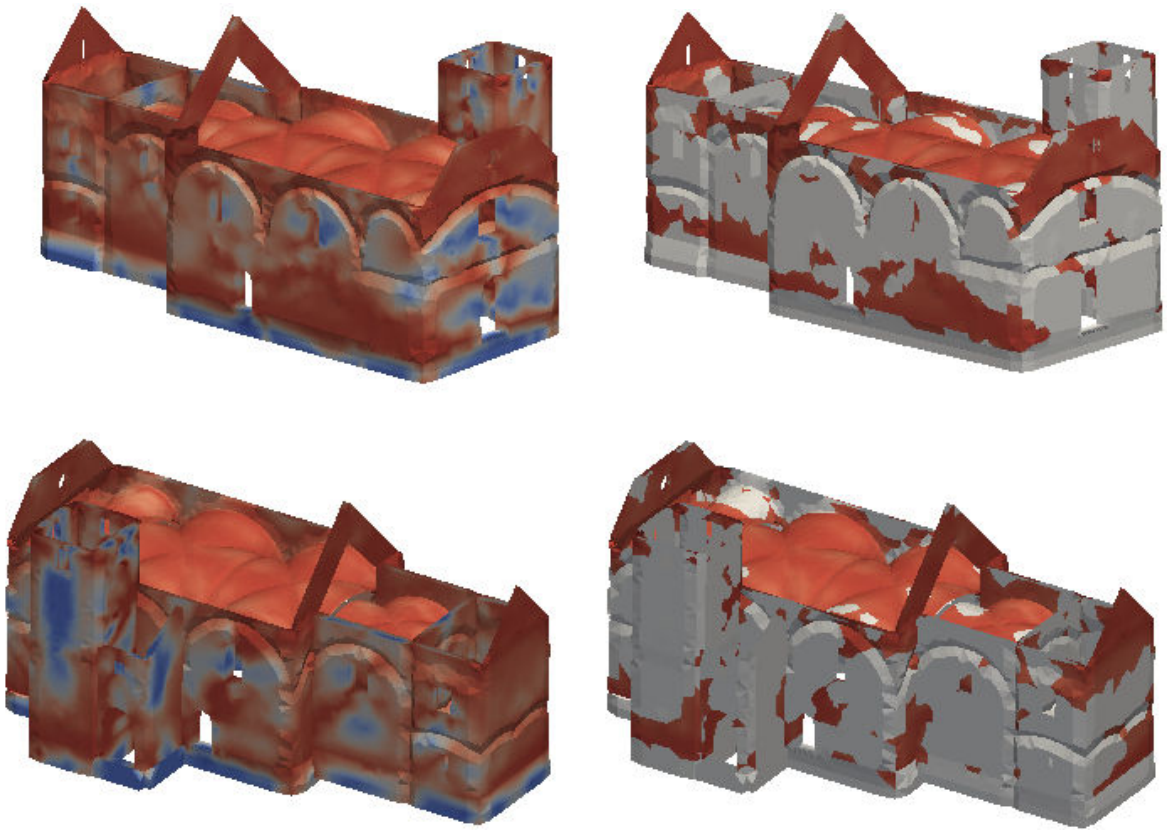
Pour les autres éléments filaires, soit les divers éléments de charpente, nous n'avons pas introduit de non-linéarité mais conservé les caractéristiques élastiques du modèle recalé. En effet il s'agit d'éléments équivalents dont nous avons modifié les caractéristiques mécaniques pour les rendre représentatif de la réalité plus complexe.

| **Variable** | **sigle** | **Valeurs** |
|---|---|---|
| | **Éléments plaques NL** | |
| Nb de couches | ncouch | 8 |
| Défo. limite linéaire en traction (m) | $\epsilon_{pst}$ | $6{,}67E-5$ |
| Énergie de fissuration traction (J.m) | $g_{ft}$ | 10 |
| Défo. limite linéaire en compression (m) | $\epsilon_{psc}$ | $1{,}56.10^{-}4$ |
| Courbure après limite élastique | BC | 1500 |
| Orientation après limite élastique | AC | 0,185 |
| | **Éléments poutres NL** | |
| Résistance en traction (Pa) | $Ft$ | $1.48.10^5$ |
| Défo. limite linéaire en traction (m) | $C1$ | $6{,}67.10^{-}5$ |
| Fragilité en traction | long. de l'élément$*Ft/g_{ft}$ | long. élément$*1.48.10^4$ |
| | **Caractéristiques linéaires plaques et poutres** | |
| Module d'Young (Pa) | $E$ | de $6{,}96.10^8$ (remplissages) à $1.63.10^9$ (arcs) |
| Masse volumique ($kg/m^3$) | $\rho$ | de 1014 (contrepoids voûtes) à 2394 (fondations clocher) |
| Coefficient de poisson (-) | $\nu$ | de 0,17 à 0,20 |

Table V.2 Variables des modèles utilisés.

#### d Modèle NL sous séisme réglementaire et séisme alpin

Quelles que soient la classe de sol (A, B ou C) et la catégorie de bâtiment (II, III ou IV) retenues, les accélérogrammes calés sur les spectres réglementaires, avec une période de retour de 475 ans, soit une probabilité d'occurrence de 10% sur 50 ans, endommagent totalement NDG. Celle-ci présente des déplacements maximums au cours du signal de plus de 40 cm aux



a) b)

Fig. V.5 Endommagement en traction à la fin d'un signal calé sur le spectre réglementaire : Type II, sol B, cat. d'importance du bâtiment III, PR = 72 ans. a) Endommagement global. B) sélection des zones où $D^+ > 0{,}8$.

points Tymp1 et Tymp37. Pourtant, l'église est debout depuis plus de 3 siècles, malgré quelques fissures. Ceci n'est guère étonnant car les séismes réglementaires (séismes "SD" du tableau V.1) sont forts, et n'ont jamais été enregistrés dans la zone considérée depuis que des stations ont été installées. Le plus fort enregistré, Vallorcine, présente des accélérations presque 10 fois plus faibles (Cf Tab V.1 et V.3).

Afin de tenir compte de la recommandation de l'EC8 visant à réduire les accélérations pour les bâtiments existants, nous avons réduit de 40% l'intensité du signal SDB3. Bien sûr, de cette façon on ne modifie que l'amplitude mais pas le contenu fréquentiel qui est pourtant tout aussi important. Mais même ainsi, NDG est totalement endommagée à la fin des 65 secondes du signal modifié. Ceci souligne combien la réglementation actuelle française ne peut s'appliquer telle quelle sur le patrimoine ancien en maçonnerie. Il nous est donc paru intéressant d'utiliser d'autres signaux, non réglementaires, afin d'évaluer la vulnérabilité de NDG et son comportement sous séisme. Nous avons tout d'abord testé les accélérogrammes correspondant à des périodes de retour plus courtes du tableau V.1.

La figure V.5a présente l'endommagement en traction de NDG à la fin du signal LDB3 de 65 secondes, présenté en figure V.8. Les zones endommagées sont déjà extrêmement étendues. En figure V.5b, nous n'avons représenté que les mailles où l'endommagement est supérieur à 0,8, ce qui correspond dans les méthodes d'évaluation à des dommages prononcés. On peut noter que les zones ainsi soulignées correspondent bien aux zones d'accumulation de contraintes

présentées en figures V.2 pour les modèles linéaires : voûtes, partie haute des murs, frontons, zones comprises entre plusieurs ouvertures, angles des murs notamment dans les zones de torsion comme la jonction chœur/nef et le clocher.

Si l'on compare l'historique des déplacements des points de contrôle Tymp 5 et Gout21 aux même résultats sur le modèle linéaire par analyse temporelle sur base modale, on remarque clairement que ces deux points sont situés sur des macro-éléments différents, dans des zones qui endommagent fortement. En effet on retrouve bien la nette augmentation des déplacements avec l'endommagement. Ceci souligne l'ampleur des différences de comportement d'une zone à l'autre de l'église. En effet, les déplacement de Gout 21 avec l'endommagement sont multipliés par 3, tandis que ceux de Tymp5, très important en linéaire, sont amplifiés dans une moindre mesure, et surtout en phase d'amortissement. On peut aussi remarquer que les déplacements, déphasés en linéaire, ont tendance à s'accorder en non linéaire.

Ce séisme est intéressant mais sa période de retour de 72 ans, pourtant plus courte que celle des séismes réglementaires, reste encore un peu longue pour que les conclusions tirées ici puissent intéresser les gestionnaires d'une commune par exemple. En effet il est encore trop exceptionnel et donc trop fort pour permettre de distinguer une église d'une autre en terme de vulnérabilité. Dans le cadre de ce travail visant à donner des outils de choix pour une préservation du patrimoine, il aurait été intéressant de synthétiser des séismes de PR plus courte afin de guider les investissements d'une commune en terme d'études et de hiérarchiser l'urgence d'éventuels confortements.

D'autre part, l'évaluation de l'aléa sismique utilisé dans l'EC8 est basée sur l'hypothèse d'ergodicité des enregistrements. Cela signifie que chaque signal enregistré en un point précis peut se reproduire n'importe où dans une zone de sismicité équivalente, voire dans les Alpes. Nous avons donc choisi de sélectionner un séisme important enregistré dans notre zone d'étude et, en nous basant sur cette hypothèse, de l'appliquer à NDG. Dans ce but nous utiliserons donc le séisme de Vallorcine, de magnitude 4,6 (estimation du Réseau national de surveillance sismique, Strasbourg). Les accélérogrammes en X, Y et Z ont été enregistrés par la station la plus proche, à Sixt. Le tableau V.3 récapitule les caractéristiques de ces signaux.

| **Nom** | **station d'enregistrement** | **Latitude** | **Longitude** | **PGA** $(m/s^2)$ | | | **Distance épicentrale** (km) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | transv. | longit. | vert. | |
| **Vallorcine** | Sixt | 46,01N | 6,87E | 0,261 | 0,295 | 0,221 | 10,23 |

Table V.3 Caractéristiques des accélérogrammes du séisme dit de Vallorcine, 2005.

La figure V.6 compare les spectres de réponses des trois accélérogrammes du séisme de Vallorcine selon les trois directions et les spectres réglementaires (PR=475 ans) en zone IV pour des sols de type A à E et des bâtiments de catégorie d'importance IV. On voit que Vallorcine, plus fort séisme enregistré dans la zone étudiée depuis la mise en place de l'instrumentation est très en deçà des accélérations de référence.

La figure V.7 présente l'endommagement en traction de NDG à la fin du signal de 22 secondes. On notera la concentration de l'endommagement dans les voûtes. Les frontons et le pourtour des ouvertures, la partie haute des murs gouttereaux présentent aussi des zones de fissuration, et le clocher est peu touché. L'endommagement calculé ici est plus important que ce à quoi nous nous attendions. En effet les zones désignées sont cohérentes qualitativement avec l'historique des désordres observés sur les églises de la zone étudiée, mais plus étendues. Si l'on compare notamment aux dommages recensés dans la vallée de Chamonix en 2005, seules les voûtes des églises de Chamonix et de Vallorcine avaient fissuré, ainsi qu'une partie de l'assise de leur charpente. Mais ni le clocher ni les frontons n'avait particulièrement souffert. En revanche, les

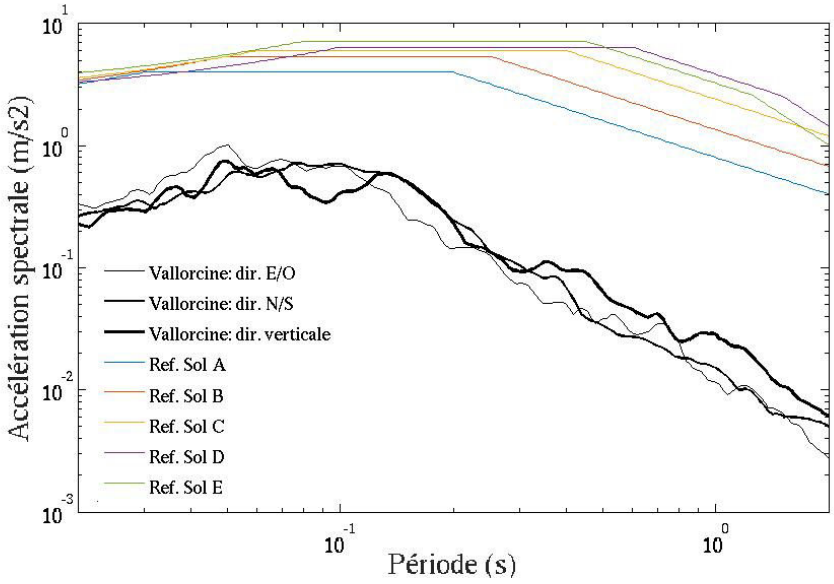



Fig. V.6 Comparaison des accélérogrammes de Vallorcine dans les trois directions avec les spectres réglementaires en zone 4, bâtiments de catégorie d'importance IV et pour les différentes catégories de sol, de A à E.

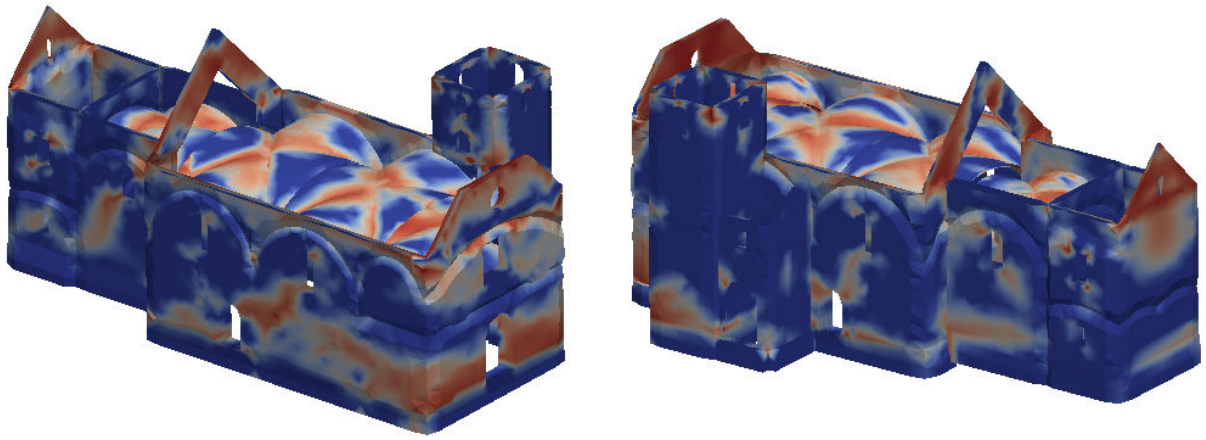


Fig. V.7 Endommagement en traction à la fin du signal du séisme de Vallorcine (2005).

deux séismes d'avril et août 1905, localisés respectivement aux aiguilles rouges et au glacier du Tour avaient causé plus de dommages aux églises d'Argentière et de Vallorcine. Le premier, d'une magnitude comprise entre V et VI avait causé de nombreuses fissures dans les murs et les voûtes des deux églises, tandis que le second avait provoqué un effondrement partiel des voûtes de l'église d'Argentière fragilisée par le précédent séisme.

Nous avançons plusieurs explications et nuances à cet endommagement étendu. Tout d'abord la signification qualitative de la variable d'endommagement en traction $D^+$ mériterait d'être explorée plus en profondeur. En effet, nous avons montré pour le signal LDB3 que si l'on regarde uniquement les zones sévèrement endommagées où $D+ > 0{,}8$, le diagnostic global n'est évidemment pas si sévère puisque seuls le haut des murs et les voûtes sont concernés. D'autre part nous avons souligné au chapitre II que les caractéristiques des matériaux utilisés variaient considérablement d'une église à l'autre. Or nous comparons ici les dommages recensés sur deux églises de

village en haut de vallée, à des dommages évalués sur une église de campagne de bas de vallée. Il serait donc intéressant d'utiliser la méthode de construction et de calage de modèle sur les églises d'Argentière et de Vallorcine. En effet s'il s'avérait que la maçonnerie de ces églises de construction plus noble présentait des caractéristiques plus élevées, nous pourrions rationaliser les différences d'endommagement constatées entre le modèle NDG et les observations in-situ. Ceci nous permettrait de vérifier si la maçonnerie présente des caractéristiques différentes et si les dommages calculés sont plus proches de ceux recensés. De plus, l'endommagement particulier des voûtes mérite notre attention. En effet, l'endommagement dans le modèle se concentre dans les nervures des voûtes et à la jonction avec les murs. Or les désordres observés in situ (Cf section II.2.2.d), se situaient aussi en grande partie dans l'axe longitudinal de l'église, ce qui n'est pas le cas dans le modèle numérique. Ceci peut s'expliquer par notre choix de ne pas prendre en compte le poids propre lors des calculs dynamique afin de ne pas surévaluer les désordres statiques puisque celui-ci avait déjà servi lors de la phase de calage, comme nous l'avons expliqué. D'autre part, et ceci pourrait aussi expliquer le diagnostic de vulnérabilité défavorable, nous avons choisi, suite aux relevés, de ne pas modéliser de façon particulière les nervures des voûtes. En effet celles-ci ne se différenciaient pas des voûtains. Il serait donc pertinent de valider en dynamique cette hypothèse initiale. En effet, la prise en compte de nervures plus raides favoriserait la rupture des voûtains, notamment dans leur partie la plus libre. Ceci pourrait aussi rigidifier d'avantage le partie haute des murs et minimiser l'endommagement dans cette zone. Enfin, la question des valeurs d'amortissement utilisées est reposée. Nous avons en effet déjà souligné que les valeurs utilisées ici étaient justifiées dans le domaine linéaire, mais étaient probablement fortement sous-estimées dès lors que les sollicitations augmentent et que la structure s'endommage. Il serait ici intéressant de procéder à une analyse paramétrique sur les valeurs d'amortissements modaux pour quantifier leur impact sur le comportement global sous séisme.

#### e Comparaison des cinématiques de ruine sous différents niveaux de séismes réglementaires

Nous avons souligné que les signaux réglementaires endommageaient systématiquement et quasi intégralement NDG. Toutefois il est extrêmement utile de suivre selon quels mécanismes la structure s'endommage au cours du temps pour comprendre le comportement de l'ouvrage. De même il est utile de savoir si les mécanismes de dégradation varient en fonction de l'intensité du signal utilisé. C'est pourquoi nous avons analysé les cinématiques d'endommagement de NDG sous les 9 signaux listés dans le tableau V.1, de durée 65 secondes.

Trois des signaux utilisés sont représentés en figure V.8, et correspondent à des accélérogrammes calés sur les spectres réglementaires de type II, zone 4, bâtiment de catégorie d'importance III, sol B, pour des périodes de retour de 72, 475 et 2475 ans. Les figures V.9 à V.11 présentent trois étapes clé de l'évolution de l'endommagement global, pour ces trois signaux. Les observations faites sur cette séquence de trois séismes sont également valables pour les 6 autres.

On peut effectivement voir que les cinématiques d'endommagement varient selon l'intensité de la sollicitation sismique. D'une part, ce qui semble évident, les premiers dommages arrivent plus rapidement au cours du calcul et le processus de ruine est plus rapide. Mais surtout, on voit apparaître, pour les sollicitations les plus élevées des modes de ruine absents des sollicitations plus faibles. Avec les signaux les plus faibles, NDG n'est pas totalement endommagée à la fin du signal, et il s'agit quasi exclusivement d'endommagement en traction, commençant à apparaître à environ 20% du signal. L'endommagement en compression se situe en pied des gouttereaux et des deux pignons et apparaît très tardivement, à 80% du signal. Avec les signaux réglementaires, le premier endommagement apparaît vers 14% du signal et touche les voûtes en même temps que les frontons. Comparé aux signaux plus faibles, toute la partie haute de l'édifice s'endommage plus vite que le bas : les voûtes sont entièrement endommagées tandis que les murs ne le sont

encore que très localement. À 25% du signal, on note une concentration de contraintes dans les angles, qui s'accentue à la jonction entre le chœur et la nef. Ce mode de ruine apparaît donc plus tôt que pour le signal précédent où il apparaissait en même temps que les fissures de cisaillement. À 35% du signal, des fissures de cisaillement apparaissent dans les murs, à partir des ouvertures, et on note une nette dissymétrie entre le côté de la structure où se trouve le clocher et l'autre, le premier étant moins endommagé que le second. Ce phénomène n'était pas marqué avec les signaux plus faibles. À 44% du signal, $D^+$ est supérieur à 0,8 sur plus de 80% de la structure. Avec les signaux les plus forts, l'endommagement apparaît d'abord dans les voûtes du côté opposé au clocher. Puis il touche les frontons et les angles. La dissymétrie est très fortement marquée et ne s'efface qu'avec la ruine de la structure. On note aussi un endommagement précoce des angles du clocher.

On retiendra donc que certains modes de ruine apparaissent plus tôt avec l'augmentation des sollicitations, notamment l'endommagement des angles. De plus, la dissymétrie de la structure en plan est beaucoup plus néfaste sous forte sollicitation, avec un endommagement très rapide de la partie des voûtes opposée au clocher. D'autre part, deux modes de ruine concernant le clocher ne sont visibles que sur la fin des accélérogrammes SD et assez rapidement avec les accélérogrammes NC. On note ainsi une accumulation d'endommagement en compression à la base du clocher, sur le mur extérieur, accompagnée pour les signaux NC d'endommagement en traction diagonale sur les deux murs contigus. Enfin, les angles du clocher s'endommagent très tôt, alors que dans les signaux les plus faible le clocher, exceptée sa partie sommitale et sa jonction avec le haut des murs gouttereaux, résiste plutôt bien.

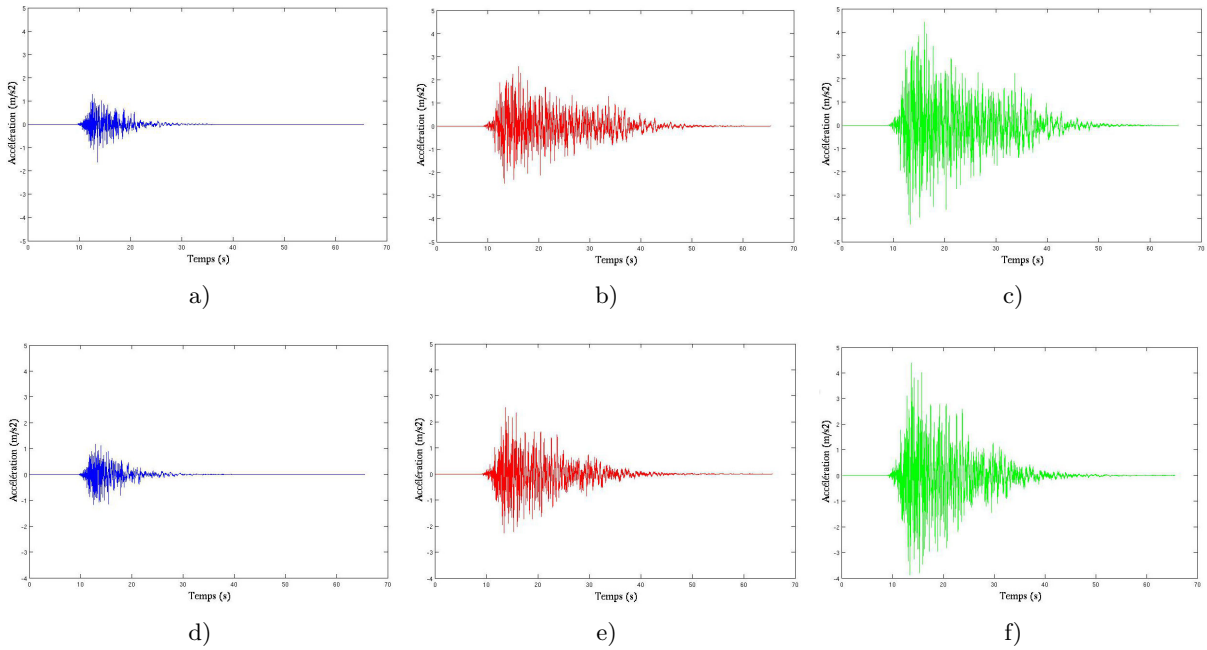
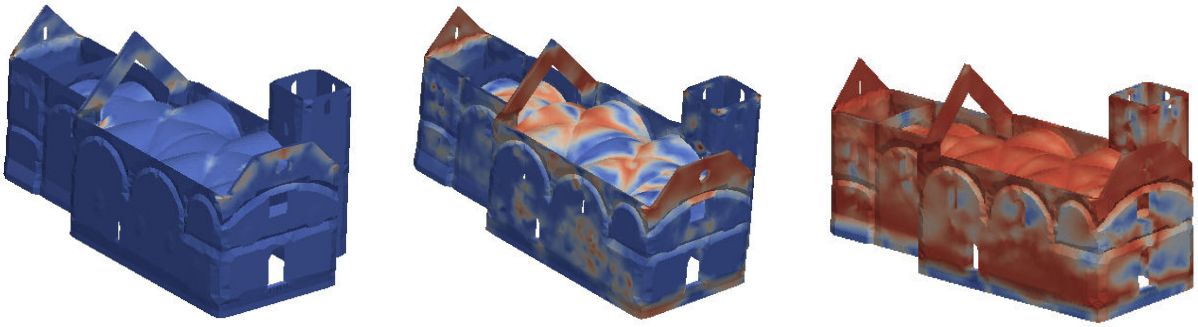
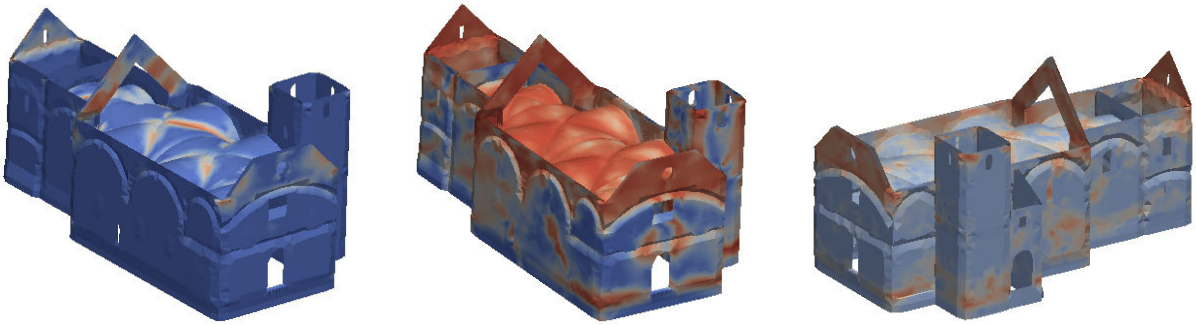



Fig. V.8 Signaux utilisés pour la comparaison des cinématiques (Cf Tab V.1. a) LDB3, X. b) SDB3, X. c) NCB3, X. d) LDB3, Y. e) SDB3, Y. f) NCB3, Y.



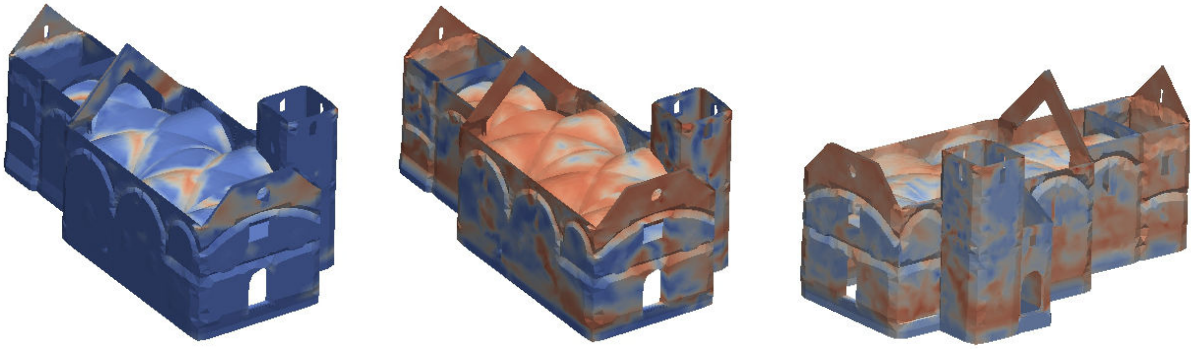
a) b) c)

Fig. V.9 Cinématique de ruine pour le signal LDB3, Endommagement en traction. a) Étape 1, t = 10,08s. b) Étape 2, t = 11,45s. c)Étape 3, t = 24s.



a) b) c)

Fig. V.10 Cinématique de ruine pour le signal SDB3, Endommagement en traction. a) Étape 1, t = 10,07s. b) Étape 2, t = 10,38s. c)Étape 3, t = 18s - Endommagement en compression.



a) b) c)

Fig. V.11 Cinématique de ruine pour le signal NCB3, Endommagement en traction. a) Étape 1, t = 10,07s. b) Étape 2, t = 10,21s. c)Étape 3, t = 16s - Endommagement en compression.

### V.1.2 Définition de zones clés de fragilité

#### a Utilisation de l'analyse cinématique : exemple de la façade d'entrée

Si l'on se concentre sur le début de l'endommagement de la structure, ou sur des sollicitations faibles, toutes les analyses numériques présentées jusqu'ici montrent que pour NDG les premiers mécanismes de ruine à s'enclencher seront les suivants. Tout d'abord les frontons déversent puis la déformation des voûtes s'enclenche, suivie du déversement du haut des murs gouttereaux et du cisaillement de ces derniers. À ce stade de l'étude, une comparaison avec les résultats de l'analyse cinématique serait très intéressant puisque cette dernière a été spécialement adaptée aux églises et à leurs modes de ruine particuliers, comme nous l'avons expliqué en section I.3.1. Une bonne corrélation de nos résultats numériques avec cette méthode validée par l'expérience serait donc un moyen pertinent de juger de leur qualité.

Nous avons donc choisi de nous concentrer sur la première zone de dommage : la façade principale avec l'important porte-à-faux de toiture. L'approche la plus courante pour ce type de macro-élément considère le déversement et le cisaillement de la façade, avec une participation possible de portions des murs orthogonaux (Fig I.15, I.16). À cet endroit relativement régulier de l'église, il ne semble pas nécessaire de prendre en compte de mouvement de torsion comme à l'interface entre le chœur et la nef. Nous avons retenu les 5 scénarios de ruine illustrés en figure V.12. Pour chacun d'entre eux nous avons défini les coefficients de sécurité $\alpha_0$ et les courbes de capacité correspondants, selon la méthode exposées en section I.3.1. Les valeurs de $\alpha_0$ des différents mécanismes donnent une indication sur les valeurs des accélérations horizontales qui pourraient déclencher les scénarios envisagés. Les trois premiers considèrent un déversement de tout ou partie de la façade, avec des rotules situées aux changement d'épaisseurs de la façade : fronton, voûtes, tribune. Le quatrième envisage un détachement de l'angle entre la façade et le mur gouttereau. Le dernier est un mécanisme dans le plan et décrirait les fissures verticales passant par le portail et la serlienne. Il est d'autant plus important de le considérer que le porte-à-faux très important charge lourdement la façade.

Nous avons appliqué la méthode générale, avec les hypothèses suivantes. Tout d'abord nous avons déplacé la rotule de tous les mécanismes vers l'intérieur des murs, comme expliqué par Caliman (2014). Ceci permet d'intégrer la mauvaise qualité de la maçonnerie, en particulier une faible résistance en compression, en réduisant la section résistante du mur. Cette hypothèse permet aussi de prendre en compte la possibilité d'effeuillage du mur, et la ruine successive des différentes couches, comme illustré en figure V.13.

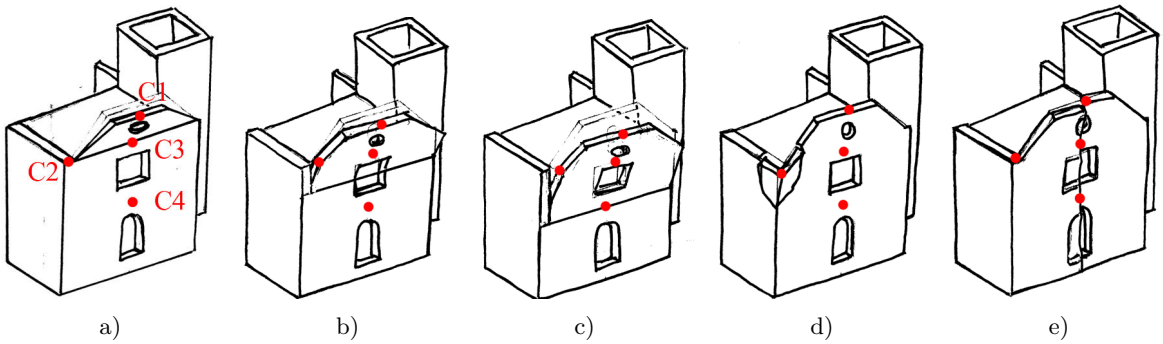



Fig. V.12 Scénarios de ruine retenus pour l'analyse cinématique de la façade avant de NDG. a) M1 = Déversement partie haute du fronton. b) M2 = Déversement de la partie haute au niveau des voûtes. c) M3 = Basculement de la façade complète jusqu'à la tribune. d) M4 = Ruine des angles. e) M5 = Cisaillement et fissuration verticale.

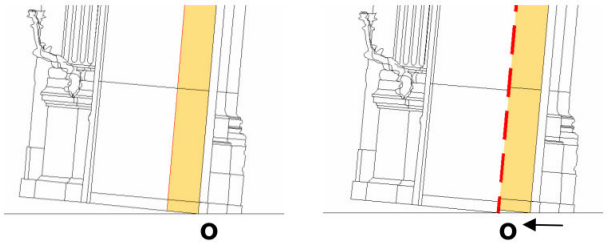


Fig. V.13 Déplacement de la rotule des différents mécanismes pour tenir compte d'une faible résistance en compression.

Nous avons tenu compte des chaînes métalliques existantes, datant de la construction de l'église, comme en attestent les clés. Nous avons donc intégré leurs résistance et déformations limites à la fois dans la définition de la valeur de l'accélération déclenchant le mécanisme et dans la progression du mécanisme dans l'analyse cinématique non linéaire. En l'absence de tests sur ces tirants, nous avons fait une moyenne entre les valeurs fournies par Spinello (2001) pour la basilique Saint Justine de Padoue, et celles de L'Héritier *et al.* (2016) sur diverses églises gothiques françaises. Nous avons donc retenu une limite élastique de 250 MPa et une déformation limite de 15%, ainsi qu'une section rectangulaire de $20x55$mm.

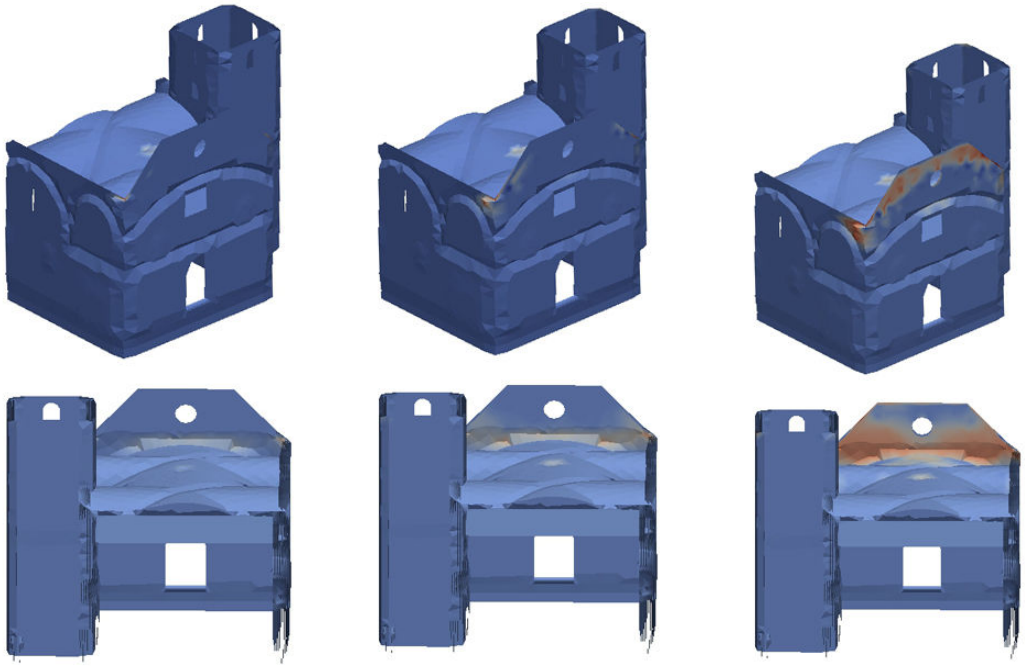
Notons que pour procéder à la vérification linéaire de chaque mécanisme nous avons utilisé l'accélération réglementaire la zone italienne le plus proche de NDG soit Aoste, ID 12678, avec $a_g = 1{,}089 m/s^2$. Avec cette valeur, tous les mécanismes considérés étaient possibles et ont donc nécessité une analyse non linéaire, avec construction de courbe de capacité. Le tableau V.4 récapitule les valeurs de $\alpha_0*$ et de $d_{k,0}$ obtenues pour chaque mécanisme. Le mécanisme M1 est sans conteste le plus probable, avec une accélération initiale $\alpha_0$ plus basse que celle de tous les autres mécanismes, tandis que le mécanisme M3 est le moins probable. Notons aussi que les mécanisme M1 à M3 devraient s'accompagner de modifications plus globales de la géométrie, avec effondrement des voûtes par exemple et fissuration de la tribune. Le mécanisme M5, mécanisme dans le plan, présente une accélération d'enclenchement élevée et n'est donc pas le plus probable.

| **Mécanisme** | $\alpha_0*$ **(g)** | $d_{k,0}$ **(m)** | **Possible** |
|---|---|---|---|
| **1** | 0,157 | 1,56 | oui |
| **2** | 0,21 | 0,76 | oui |
| **3** | 0,74 | 0,55 | oui |
| **4** | 0,44 | 0,21 | oui |
| **5** | 0,52 | 0,98 | oui |

Table V.4 Valeurs caractéristiques des différents mécanismes considérés, façade principale, NDG : accélération spectrale d'activation $\alpha_0*$ et déplacement ultime $d_{k,0}$.

### b Comparaison des résultats des méthodes numérique et cinématique

Afin de tester la même famille de mécanismes en cinématique et en numérique, nous avons appliqué à NDG un chargement croissant monotone proportionnel à la masse $\alpha m$, dans la direction Y pour favoriser les mécanismes de déversement de la façade (M1 à M4), puis dans la direction X pour les mécanisme dans le plan (M4 et M5). Appliqué tout d'abord à l'ensemble de NDG, cette analyse a montré que le fronton de la façade principale est bien moins exposé que le fronton de jonction entre le chœur et la nef. En effet, alors que l'endommagement apparaît sur ce dernier à 0,05 g, il n'apparaît sur la façade principale qu'à 0,11. À 0,44 g l'endommagement



a) b) c)

Fig. V.14 Évolution de l'endommagement en traction sous chargement monotone proportionnel à la masse, direction Y. a) $\alpha = 0{,}11g$. b) $\alpha = 0{,}18g$. c) $\alpha = 0{,}30g$.

en traction est supérieur à 0,8 sur toute la surface du fronton et cause l'échec du calcul.

La figure V.14 illustre la progression du mécanisme d'endommagement hors plan, le chargement n'étant pas appliqué sur ce fronton et celui du chevet, afin de ne pas perturber l'étude du mécanisme d'endommagement.

La figure V.15a présente les courbes pushover des points de contrôle C1, C2, C3 et C4 repérés sur les figures V.14. Les trois déplacements correspondant aux "vues instantanées" du pushover sont repérés sur les courbes afin d'avoir des ordres de grandeur en déplacement. On remarquera tout d'abord que l'endommagement commence par une accumulation de déformations aux angles, engendrant des fissures dans les voûtes. On retrouve bien cet enclenchement de l'endommagement dans les courbes pushover des points C1 et C3 qui à partir de cette étape présentent de la non-linéarité. A partir de $\alpha = 0{,}20g$, on peut voir que le mécanisme d'endommagement est bien enclenché. Nous avons arrêté l'analyse pour une valeur de $\alpha = 0{,}30g$, car l'endommagement semblait alors généralisé, avec des non-linéarité au niveau de tous les points de contrôle. De plus, Cattari *et al.* (2012) proposent d'étudier la variation de raideur totale de la structure pour évaluer son état global. Sa raideur globale est définie comme :

$$k = \frac{\Delta F}{\Delta \delta} = \frac{m \Delta \alpha}{\Delta \delta} \tag{V.1.4}$$

avec $\Delta\delta$ l'incrément de déplacement au point de contrôle choisi, $\Delta\alpha$ l'incrément de chargement sur la même période et $m$ la masse de la structure. La valeur de $k$, calculée pour la première travée de nef entre les pas à 0,29 et 0,30 g était égale à 12,6% de sa valeur initiale. Une diminution de raideur de cette importance est l'indice que la structure a atteint son état ultime. Le déplacement maximum au point C1 est de 0,4 m.

Les mêmes résultats sont présentés pour l'analyse selon X par les figures V.16 pour la progression du mécanisme d'endommagement dans le plan, et la figure V.15b pour les courbes

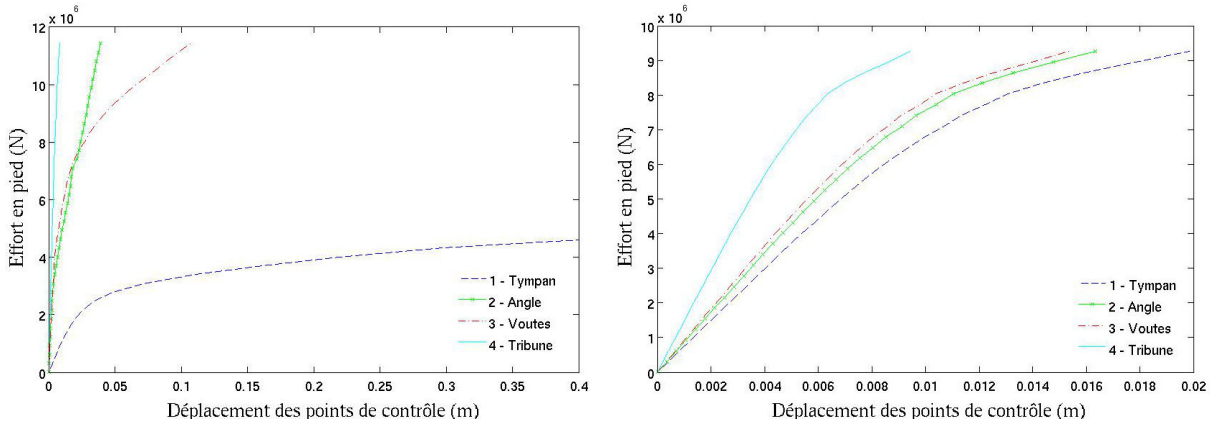



Fig. V.15 Déplacement des points de contrôle en fonction de l'effort en pied de structure. a) pushover direction Y. b) pushover direction X.

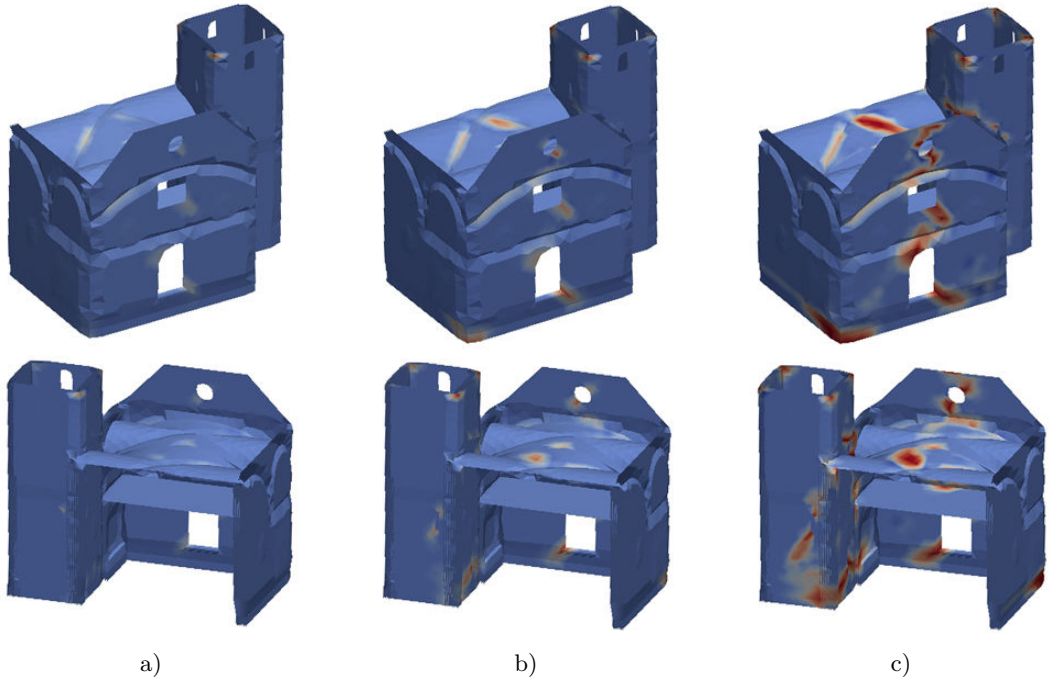



Fig. V.16 Évolution de l'endommagement en traction sous chargement monotone proportionnel à la masse, direction X. a) $\alpha = 0{,}28g$. b) $\alpha = 0{,}44g$. c) $\alpha = 0{,}60g$.

pushover. Nous avons conservé le même chargement que dans la direction Y. La réponse est ici linéaire jusqu'à 0,28 g. Puis le processus d'endommagement commence avec des fissures qui se propagent en biais depuis le bas des ouvertures et de façon quasi simultanée avec un endommagement des voûtes. Puis une fissure verticale importante apparaît au droit du portail, qui traverse la serlienne et se transmet à la tribune. Elle s'accompagne enfin d'une légère concentration de contraintes dans les angles. Nous avons arrêté l'analyse à $0{,}60g$, avec $k = 14\%$ de la raideur initiale.

Ces analyses valident donc la bonne corrélation entre notre modèle numérique et l'analyse

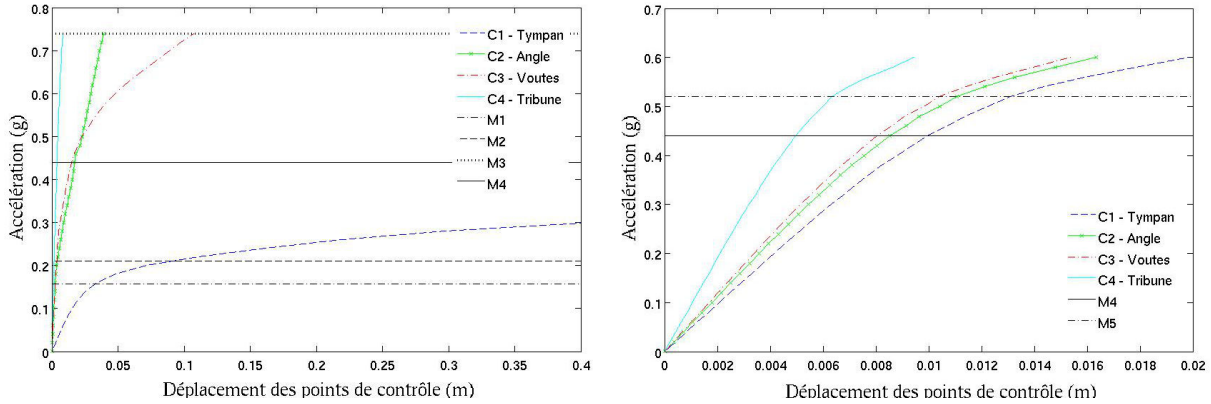



Fig. V.17 Comparaison des niveaux d'accélération des différents mécanismes issus de l'analyse cinématique et des courbes pushover issues de l'analyse numérique. a) Direction Y. b) Direction X.

cinématique dans le déroulement du mécanisme d'endommagement. En effet, comme le montre la figure V.17, les mêmes mécanismes sont évalués comme possibles par les deux analyses. Toutefois les valeurs limites données par l'analyse cinématique sont supérieures à celles-de l'analyse numérique, ce que confirment Casarin *et al.* (2011) et Abbas *et al.* (2010). Notons que nous trouvons des valeurs beaucoup plus faibles en accélération que Casarin (2006) sur le même type d'analyse. D'une part la structure étudiée par cet auteur est plus noble. Il utilise donc des caractéristiques pour la maçonnerie, module d'Young et résistance en traction, plus élevées. Mais surtout nous avons intégré de l'endommagement en compression. En effet cet auteur avait souligné que la base des murs et des piliers présentait des zones d'accumulation de contraintes en compression de 3 à 4 MPa, valeurs au-delà de la résistance limite de la maçonnerie. On peut donc supposer que le déversement de la façade est d'autant plus accélérée dans notre modèle que nous prenons en compte un comportement en compression plus réaliste.

Cette bonne corrélation sur cette série de mécanismes nous laisse supposer qu'elle serait aussi observée pour les autres entre le modèle numérique non linéaire et l'analyse cinématique. En effet nous avons déjà souligné que les zones endommagées du modèle numérique correspondaient bien aux zones décrites comme à risque par le code italien, qui résultent des mécanismes recensés et utilisés par l'analyse cinématique. Dans ce cas là, on notera que l'analyse temporelle non linéaire montre le plus souvent des déplacements inférieurs à ceux qui avaient été estimés par l'analyse cinématique.

### c Remarques sur l'intérêt de combiner les différentes approches

Utiliser à la fois l'analyse cinématique, méthode éprouvée pour les monuments historiques en maçonnerie, et des stratégies de modélisation aux éléments finis, pour évaluer le comportement sous séisme de NDG, nous a permis de présenter des résultats comparatifs très satisfaisants. Utiliser ces deux approches conceptuellement distinctes semble être une bonne méthode pour réduire le niveau d'incertitude que ce type d'analyse comporte nécessairement. Le calage et l'utilisation initiale du modèle linéaire complet joue un rôle de guide en nous permettant de définir les caractéristiques structurelles essentielles de NDG, que l'on surveillera plus précisément dans les étapes suivantes, notamment par l'intermédiaire de points de contrôle judicieusement placés lors de l'analyse non linéaire (Cf c.1). Une telle étape est clairement nécessaire vu le

manque d'informations précises concernant les paramètres essentiels de la réponse de NDG sous séisme. Nous n'avons pu quantifier l'énergie de fissuration pour le modèle non linéaire, et notre évaluation des résistances en traction et compression est imparfaite puisque nous avons conservé la même déformation limite pour toutes les maçonneries, faisant seulement varier la résistance par le biais du module d'Young.

L'analyse cinématique donne une borne supérieure et des ordres de grandeurs intéressants et permet de distinguer assez rapidement les modes de ruine possible, comme l'indique la figure V.17 en superposant les informations données par les deux approches. Toutefois les accélérations et les déplacements ainsi obtenus sont plus élevés que ceux calculés numériquement. De plus les modèles numériques ont montré que la ruine finale de NDG résultait de la combinaison de plusieurs mécanismes décrits en section I.2.2. D'autre part, la comparaison n'est pas forcément aisée entre les deux approches En effet l'endommagement autour des baies par exemple dans le modèle numérique indique que le comportement monolithique des pans de murs, considéré comme une hypothèse de départ de l'analyse cinématique, n'est pas évidente.

### V.1.3 Analyse modale non linéaire découplée : méthode et modèle constitutif retenus

Nous avons vu que le bâtiment étudié non seulement était géométriquement complexe, mais construit en un matériau fragile, à l'endommagement prononcé sous les chargements sismiques réglementaires. Nous souhaitons donc, pour tenir compte du maximum de modes de ruine possible, conserver la non-linéarité introduite plus haut même dans la construction des courbes. Or les temps de calcul du modèle non linéaire en dynamique temporelle sont prohibitifs pour une analyse statistique. La méthode proposée à l'origine par Chopra et Goel (2001) pour déterminer la réponse non linéaire d'une structure peut se voir comme un enrichissement de l'approche dite de poussée progressive présentée en section I.3.3.c. Des travaux récents de Tataie (2011) reprennent cette méthode en proposant quelques pistes d'amélioration. C'est cette dernière version que nous avons utilisée et que nous présenterons ici. On s'attachera à mettre en place des notations génériques permettant une application de la méthode à n'importe quelle structure.

Cette méthode peut être vue comme une extension de l'analyse sur base modale à des réponses non linéaires. A partir de l'hypothèse forte de découplage des modes de vibration, on peut exprimer la réponse non linéaire de la structure comme une somme de réponse d'oscillateurs simples linéaires ou non linéaires associés à chaque mode propre de la structure. Les deux points clés de cette méthode sont le calcul des facteurs de conversion du problème à N ddls vers des problèmes à 1ddl et l'identification des paramètres des oscillateurs simples non linéaires et, dans une moindre difficulté, linéaires.

#### a Expression du problème non linéaire sur base modale

##### a.1 Écriture du problème global

Le problème non linéaire peut s'exprimer de manière générale par l'équation suivante :

$$M.\ddot{u}(t) + C.\dot{u}(t) + f_{int}(u) = -M.\Delta\ddot{u}_g(t) \tag{V.1.5}$$

avec $M$ et $C$ les matrices de masse et d'amortissement, $f_{int}$ le vecteur des forces intérieures, $\ddot{u}$, $\dot{u}$ et $u$ les vecteurs accélération, vitesse et déplacement associés aux ddls de la structure, $\ddot{u}_g$ l'accélération du sol et $\Delta$ le vecteur "activant" les ddls suivant la direction du séisme.
On souhaite maintenant exprimer ce problème sur la base modale de la structure linéaire associée $\{\Phi^{(i)}\}$. Ces déformées modales étant définies à une constante multiplicative près, on choisit de les normer par rapport au déplacement $u_c$ d'un point de la structure dit *point de contrôle*.

Le champ de déplacement $u(t)$ de la structure s'exprime donc sur la base modale :

$$u(t) = \sum_{i=1}^{N} \frac{u_c^{(i)}(t)}{\Phi_c^{(i)}} \Phi^{(i)} = \sum_{i=1}^{N} q^{(i)}(t) \Phi^{(i)} \tag{V.1.6}$$

En utilisant l'expression du champ de déplacement donnée dans l'équation V.1.6 et en projetant sur la base modale, on obtient l'équation suivante :

$$(\Phi^{(j)})^T.M.\Phi^{(j)}\ddot{q}^{(i)}(t)+(\Phi^{(j)})^T.C.\Phi^{(i)}\dot{q}^{(i)}(t)+(\Phi^{(j)})^T.f_{int}(u) = -(\Phi^{(j)})^T.M.\Delta\ddot{u}_g(t) \tag{V.1.7}$$

L'hypothèse principale de la méthode est de considérer que dans le régime non linéaire, les déformées modales n'évoluent pas. Ainsi, les propriétés d'orthogonalité des modes propres restent conservées, notamment pour les efforts internes. De plus, on a, par construction, la matrice d'amortissement également diagonale dans la base modale (i.e. amortissement de Rayleigh ou amortissement modal). On obtient alors sur la base modale un système de N équations découplées.

$$m_i^* \ddot{q}^{(i)}(t) + c_i^* \dot{q}^{(i)}(t) + F_i(t) = -L_i \ddot{u}_g(t) \tag{V.1.8}$$

avec $m_i^*$ la masse modale, $c_i^*$ l'amortissement modal, $F_i$ les efforts internes projetés sur le mode $i$ et $L_i$ le déplacement généralisé sur le mode $i$ dans la direction du séisme. En divisant par la masse modale, on obtient l'équation suivante mise sour la forme classique d'oscillateur simple :

$$\ddot{q}^{(i)}(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{q}^{(i)}(t) + \frac{F_i(t)}{m_i^*} = -\Gamma_i \ddot{u}_g(t) \tag{V.1.9}$$

avec $\xi_i$ le taux d'amortissement sur le mode $i$ et $\Gamma_i$ le coefficient de participation du mode $i$. Afin de se ramener à une équation d'oscillateur simple soumis à une accélération simple, sans facteur dépendant du mode, on effectue un changement de variable : $D_i(t) = q^{(i)}(t)/\Gamma_i$. On obtient alors l'équation suivante pour $D_i(t)$.

$$\ddot{D}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{D}_i(t) + \frac{F_i(t)}{L_i} = -\ddot{u}_g(t) \tag{V.1.10}$$

### a.2 Facteur de conversion du système N ddls à un système 1 ddl

On peut remarquer que les efforts internes projetés sur le mode $i$ peuvent être directement liés aux efforts à la base de la structure. En considérant la projection sur le mode $i$, on obtient les équations suivantes.

$$f_{int}^{(i)}(t) = K\Phi^{(i)}q^{(i)}(t) \tag{V.1.11}$$

$$F_i(t) = k_i^* q^{(i)}(t) = m_i^* \left(\omega_i^2 q^{(i)}(t)\right) = L_i \left(\omega_i^2 D_i(t)\right) \tag{V.1.12}$$

On rappelle que dans le cas élastique, on détermine l'effort en base de la structure $V_b^{(i)}$ pour le mode $i$ comme étant directement lié à la pseudo-accélération $\omega_i^2 D_i(t)$ par l'intermédiaire de la masse modale effective du mode $m_i^{eff}$ : $V_b^{(i)}(t) = m_i^{eff}.(\omega_i^2 D_i(t))$. En égalisant les pseudo-accélérations, on obtient le lien entre l'effort en base de la structure et l'effort dans l'oscillateur simple. On considère que cette relation reste valable dans le domaine non linéaire.
Au final on obtient un facteur de conversion pour passer du déplacement au point de contrôle dans la structure complète $u_c^{(i)}(t)$ au déplacement de l'oscillateur simple $D_i(t)$ et un facteur

de conversion pour passer de l'effort en base de la structure $V_b^{(i)}(t)$ à l'effort dans l'oscillateur simple $F_i(t)$.

$$D_i(t) = \frac{u_c^{(i)}(t)}{\Gamma_i \Phi_c^{(i)}} \tag{V.1.13}$$

$$\frac{F_i(t)}{L_i} = \frac{V_b^{(i)}(t)}{m_i^{eff}} \tag{V.1.14}$$

#### a.3 Expression globale de la réponse

A partir de la réponse obtenue sur chacun des oscillateurs simple $D_i(t)$, on peut recomposer la réponse globale de la structure en utilisant l'équation suivante :

$$u(t) = \sum_{i=1}^{N} D_i(t) \Gamma_i \Phi^{(i)} \tag{V.1.15}$$

### b Identification des caractéristiques des oscillateurs simples

#### b.1 Oscillateur linéaire

Les oscillateurs linéaires sont considérés dans cette approche pour tenir compte des modes non prépondérants dans la réponse globale et qui sont susceptible de ne pas voir leur mode associé se dégrader au cours du chargement. Les paramètres de ces oscillateurs simples correspondent à des expressions classiques.

$$k_i^* = (\Phi^{(i)})^T K \Phi^{(i)} \tag{V.1.16}$$

$$m_i^* = (\Phi^{(i)})^T M \Phi^{(i)} \tag{V.1.17}$$

$$w_i = \sqrt{\frac{k_i^*}{m_i^*}} \tag{V.1.18}$$

De plus, $\xi_i$ correspond au taux d'amortissement pour le mode considéré.
Dans le cadre d'une identification des paramètres sous le logiciel $Cast3M$, la quantité masse modale $m_i^*$ est obtenue directement lors de l'analyse modale (opérateur VIBR) ainsi que la pulsation propre $\omega_i$. La raideur modale $k_i^*$ est ainsi déduite de ces deux autres quantités.

#### b.2 Oscillateur non linéaire

Afin d'identifier les caractéristiques de l'oscillateur simple non linéaire, un calcul supplémentaire est nécessaire. En effet, les paramètres élastiques peuvent être obtenus de la même façon que celle décrite précédemment. En revanche, pour le comportement non linéaire, une sollicitation sur la structure permettant d'activer les nonlinéarités est mise en œuvre.

Le chargement considéré est dit par "poussée progressive" (ou *Pushover*) en utilisant un champ d'effort représentatif de celui auquel pourrait être soumis la structure durant un séisme, soit un chargement inertiel activant les modes propres de vibration. On applique ainsi un chargement incrémental sur la structure de la forme : $F_{poussée} = \alpha M \Phi^{(i)}$ avec $\alpha$ l'amplitude du chargement augmentant de façon monotone de 0 à $\alpha_{max}$.

Afin d'identifier les paramètres de l'oscillateur non linéaire, on convertit le déplacement au point de contrôle et l'effort en base de la structure en utilisant les facteurs de conversion définis dans les équations V.1.13 et V.1.14. Les quantités nécessaires pour calculer ces facteurs peuvent se déterminer également avec le logiciel $Cast3M$. Les paramètres pilotant le comportement monotone non linéaire peuvent ainsi être identifiés sur la courbe "convertie" (i.e. $F_i/L_i$ en fonction

de $D_i$). Pour les paramètres liés au comportement cyclique et à la dissipation hystérétique, les valeurs seront ici fixées au minimum faute de pouvoir les identifier correctement avec le modèle plaque utilisé.

### c Modèle d'oscillateur simple non linéaire - (Moutoussamy, 2013)

Dans le cadre de la méthode d'analyse modale non linéaire découplée, divers modèles sont utilisés dans la littérature pour décrire le comportement d'oscillateurs simples non linéaires. Nous avons choisi d'utiliser un nouveau modèle non linéaire d'oscillateur simple développé dans la thèse de Moutoussamy (2013), le Ragmout, et que nous décrivons ici. Il permettra, à terme, de tenir compte de le dissipation d'énergie par frottement dans la maçonnerie sous sollicitations cycliques.

#### c.1 Description du modèle Ragmout

Le modèle utilisé a pour objectif de représenter la réponse non linéaire de structure en béton armé sous chargement cyclique. Différents mécanismes sont décrits : endommagement, plastification des armatures, dissipation par frottement dans les fissures, effet unilatéral et effet de pincement lors des décharges. Ce modèle est écrit dans le cadre des modèles continus d'endommagement et plasticité, et plus largement dans celui de la thermodynamique des processus irréversibles.

#### c.2 Équations constitutives : Potentiel d'état

L'état de l'élément est exprimé au travers de l'énergie libre d'Helmholtz $\psi(U,V_k)$. Cette énergie dépend de la variable observable $U$ et des variables internes $V_k$ associées aux mécanismes décrits. Le tableau V.5 résume les variables internes introduites par Moutoussamy (2013) pour la description du comportement non linéaire.

| **Mécanisme** | **Variable observable** | **Variable interne** |
|---|---|---|
| Déplacement | $U$ | |
| Endommagement | | $d_{+,-}$ |
| Glissement | | $U^{\pi}$ |
| Plasticité | | $U^{p}_{+,-}$ |
| Écrouissage isotrope (endo) | | $z_{+,-}$ |
| Écrouissage cinématique (frottement) | | $\alpha^{\pi}$ |
| Écrouissage cinématique (plasticité) | | $\alpha^{p}_{+,-}$ |

Table V.5 Variables considérées pour l'énergie libre.

L'évolution de l'état de l'élément est pilotée par le principe de Clausius-Duhem (Eq. V.1.19) :

$$\mathcal{D} = F\dot{U} - \dot{\psi} = \left(F - \frac{\partial \psi}{\partial U}\right)\dot{U} - \frac{\partial \psi}{\partial V_k}\dot{V}_k \geq 0 \tag{V.1.19}$$

L'expression de l'énergie libre, incluant tous les mécanismes, est donnée par Eq. V.1.20 :

$$\begin{aligned}\psi(U,V_k) =& \frac{1}{2}K(1-d_i)(U_i - U_i^p)^2 + \frac{1}{2}Kg(d_i)(U_i - U^{\pi})^2 + \\ & H_i(z_i) + \frac{1}{2}a_i^p(\alpha_i^p)^2 + \frac{1}{2}b_i(\alpha_i^{\pi})^2\end{aligned} \tag{V.1.20}$$

avec $g(d)$ la fonction quantifiant le niveau de couplage entre l'endommagement et le frottement.

Suivant Eq. V.1.19 et V.1.20, on peut exprimer la dissipation $\mathcal{D}$ :

$$\mathcal{D} = \left(F - \frac{\partial \psi}{\partial U}\right)\dot{U} - \frac{\partial \psi}{\partial U_i^p}\dot{U}_i^p - \frac{\partial \psi}{\partial U^\pi}\dot{U}^\pi - \frac{\partial \psi}{\partial d_i}\dot{d}_i - \frac{\partial \psi}{\partial \alpha_i^p}\dot{\alpha}_i^p - \frac{\partial \psi}{\partial \alpha^\pi}\dot{\alpha}^\pi - \frac{\partial \psi}{\partial z_i}\dot{z}_i \tag{V.1.21}$$

La loi d'état est obtenue en dérivant l'énergie libre suivant $U$ :

$$F = \frac{\partial \psi}{\partial U} = K(1-d_i)(U_i - U_i^p) + Kg(d_i)(U_i - U^\pi) \tag{V.1.22}$$

### c.3 Équations constitutives : Lois d'état

En introduisant les variables duales dans la dissipation $\mathcal{D}$, on peut obtenir au final :

$$\mathcal{D} = F^p.\dot{U}_i^p + F^\pi.\dot{U}^\pi + Y_i.\dot{d}_i - X_i^p.\dot{\alpha}_i^p - X^\pi.\dot{\alpha}^\pi - Z_i.\dot{z}_i \tag{V.1.23}$$

| **Mécanisme** | **Variable d'état** | **Variable duale** | **Mécanisme** |
|---|---|---|---|
| Déplacement total | $U$ | $F$ | Force totale |
| Déplacement plastique | $U_i^p$ | $F^p$ | Contribution de la plasticité à $F$ |
| Endommagement | $d_i$ | $Y_i$ | Taux de restitution d'énergie élastique |
| Glissement | $U^\pi$ | $F^\pi$ | Contribution du glissement à $F$ |
| Écrouissage isotrope | $z_i$ | $Z_i$ | Énergie bloquée |
| Écrouissage cinématique (glissement) | $\alpha^\pi$ | $X^\pi$ | Force de rappel (glissement) |
| Écrouissage cinématique (plasticité) | $\alpha_i^p$ | $X^p$ | Force de rappel (plasticité) |

Table V.6 Variables d'état et variables duales du modèle Ragmout.

Les variables duales sont liées aux variables d'état au travers des lois d'état. Ces dernières peuvent être obtenues par dérivation de l'énergie libre suivant les variables d'état :

$$F = F^p + F^\pi \tag{V.1.24}$$
$$F^p = K(1-d_i)(U_i - U^p) \tag{V.1.25}$$
$$F^\pi = Kg(d_i)(U_i - U^\pi) \tag{V.1.26}$$
$$Y_i = \frac{1}{2}\left[(U_i - U_i^p)^2 - K\frac{\partial g(d_i)}{\partial d_i}(U_i - U^\pi)^2\right] \tag{V.1.27}$$
$$X_i^p = a_i^p.\alpha_i^p \tag{V.1.28}$$
$$X^\pi = b_i^p.\alpha^\pi \tag{V.1.29}$$
$$Z_i = \frac{Y_0}{\left(1 - \frac{z_i}{d_\infty}\right)^{\frac{1}{q}}} - Y_0 \tag{V.1.30}$$

Le tableau V.7 récapitule la liste des paramètres introduits dans le modèle Ragmout.

### c.4 Exemple de réponse du modèle

Le modèle est testé ici suivant des chargements monotone et cycliques. Le tableau V.8 donne les valeurs considérées pour les paramètres du modèle. La figure V.18 présente la réponse du modèle pour un chargement monotone et la figure V.19 la réponse pour un chargement cyclique.

| Paramètre | Description |
|---|---|
| $U^e$ | Déplacement limite pour l'enclenchement de l'endommagement |
| $K$ | Rigidité initiale de la structure |
| $F_y$ | Force pour le seuil de plasticité |
| $p$ | Facteur de réduction de la rigidité (rigidité initiale/endommagée) |
| $b^p$ | Module d'écrouissage cinématique pour la plasticité |
| $q$ | Coefficient de fragilité entre 0 et 1 |
| $a^\pi$ et $b^\pi$ | Paramètres pour les boucles d'hystérèse |

Table V.7 Paramètres du modèle Ragmout.

| Paramètre | Valeur |
|---|---|
| $U^e$ | 1 mm |
| $K$ | 40 kN.m$^{-1}$ |
| $F_y$ | 101.5 N |
| $p$ | 0.3 |
| $b^p$ | 0 kN.m$^{-1}$ |
| $q$ | 0.5 |
| $a^\pi$ | 1 kN$^{-1}$ |
| $b^\pi$ | 12.5 kN.m$^{-1}$ |

Table V.8 Valeurs des paramètres du modèle Ragmout pour le test.

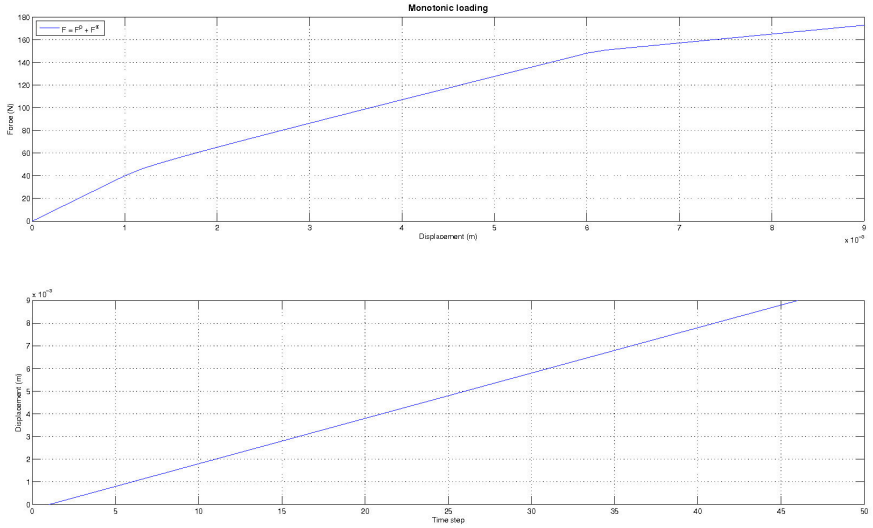



Fig. V.18 Réponse du modèle Ragmout sous un chargement monotone

### V.1.4 Analyse modale non linéaire découplée sur NDG

#### a Construction du modèle équivalent

##### a.1 Choix des modes prépondérants et détermination de la déformée

Les modes prépondérants sont ceux que l'on considère comme non linéaires puisque la structure est supposée entrer dans le domaine non linéaire quand ils sont activés. Les déplacements en temps de ces modes seront donc déduits d'oscillateurs non linéaires à 1ddl comme celui que nous avons présenté en section V.1.3.c. Nous les avons sélectionnés à la fois sur leur masse modale, la plus élevée possible pour s'assurer que ces modes participent au comportement dynamique global, mais aussi sur leur déformée. Quand deux modes semblaient proches en fréquence et en masse modale, nous avons privilégié celui dont la déformée s'apparentait le plus à un des modes de ruine validés par les diverses analyses précédentes (Cf V.1.2). Nous avons retenu 4 modes,

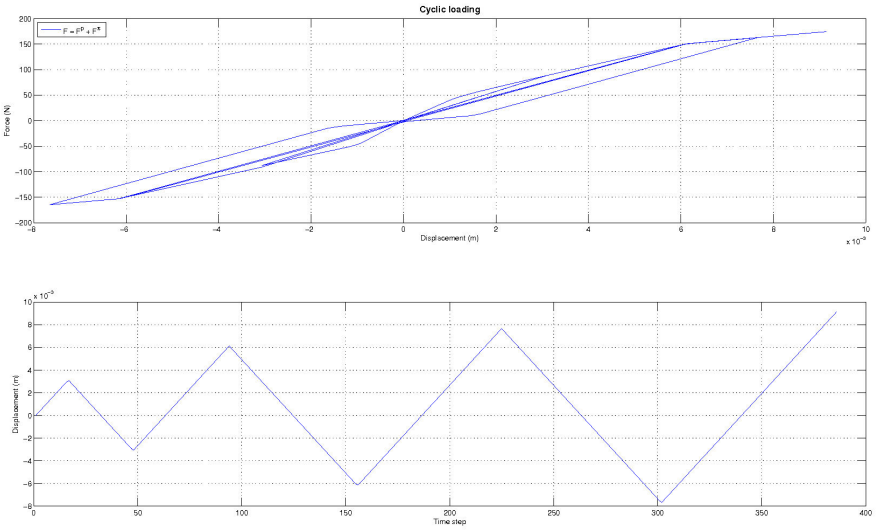



Fig. V.19 Réponse du modèle Ragmout sous un chargement cyclique

afin d'atteindre une masse modale suffisamment représentative. Nous discutons plus en détail les implications de cette étapes pour les MH au paragraphe V.1.4.c.

### a.2 Champ de force appliqué et détermination de $\alpha$

La répartition géométrique des efforts est donnée par le produit $m\phi_n$, amplifié par un facteur scalaire $\alpha$. Ce dernier est choisi afin d'atteindre la capacité de la structure, avec un endommagement sur le maximum de points, afin de pouvoir identifier correctement les oscillateurs. La figure V.20 présente cette répartition pour les quatre modes sélectionnés.

### a.3 Choix du point de contrôle

Il s'agit du point où le déplacement est extrait pour la mise en place de la courbe de pushover ainsi que du point à partir duquel on normalisera les différentes déformées pour les recombiner. Nous avons retenu le point Tymp 37, sommet du fronton situé entre le chœur et la nef. Cette étape s'est révélée très délicate pour un MH en maçonnerie. Nous la discutons plus en détail au paragraphe V.1.4.c.

### a.4 Identification des oscillateurs non linéaires

La figure V.21 présente les comparaisons entre les courbes d'identification obtenues grâce aux pushovers, comme expliqué en section V.1.3.b, et les réponses des 4 oscillateurs par direction identifiés, qui utilisent le modèle Ragmout. On notera qu'il aurait été intéressant d'utiliser au maximum les capacités du Ragmout en identifiant les oscillateurs sur des pushover cycliques. En effet le phénomène de frottement est très important dans le comportement de la maçonnerie sous chargement cyclique, et l'un des avantages de ce modèle est de bien pouvoir le prendre en compte (Fig V.19). Mais le modèle Riccoq ne propose pas d'amortissement hystérétique et nos tentatives pour extrapoler des données cohérentes pour les coefficients $a_\pi$ et $b_\pi$ n'ont pas été concluantes. C'est pourquoi nous n'avons pas exploité ces deux derniers paramètres du modèle.

Pour ces quatre oscillateurs non linéaire proposés, un taux d'amortissement visqueux $\xi_n$ doit être adopté. Nous avons retenu des amortissements faibles, entre 0,8 et 1,2% selon les modes, que nous avons calculés à partir de la matrice de Rayleigh utilisée pour le modèle complet d'analyse dynamique temporelle et à partir des mesures expérimentales par la méthode de la bande de demi-puissance. Les mêmes limites que précédemment doivent donc être soulignées. La littérature montre la difficulté à déterminer des taux d'amortissement pertinents pour les structures

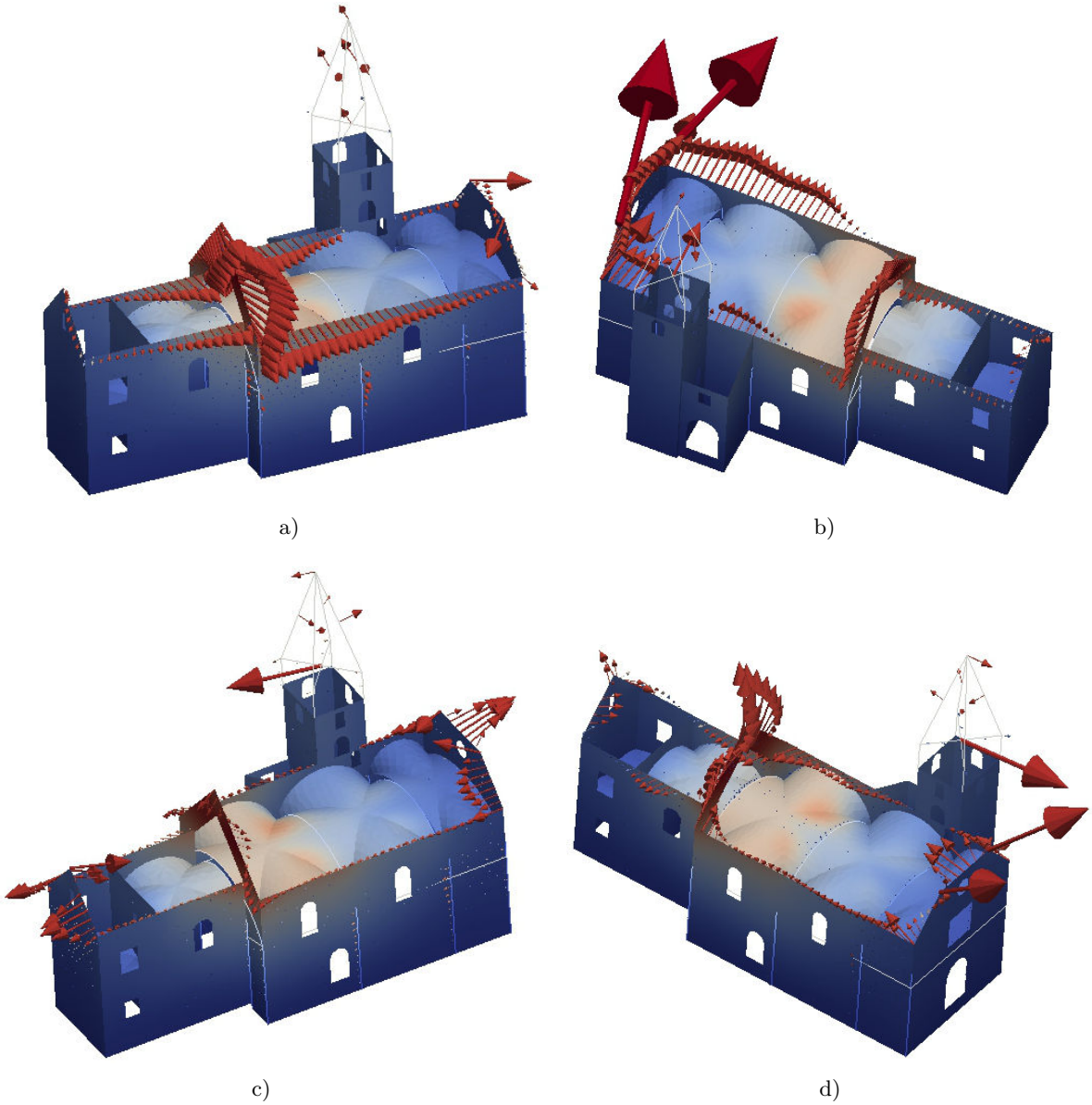



Fig. V.20 Répartition des efforts pour les pushover sur les 4 modes prépondérants. a) mode 1, 4,54Hz, 40,95% MMPX. b) mode 2, 5,62Hz, 10,77% MMPX. c) mode 3, 5,85Hz, 34,42% MMPY. d) mode 4, 6,51Hz, 18,52% MMPY.

en maçonnerie non renforcées et la complexité des phénomènes observés (Benedetti *et al.*, 1998; Elmenshawi *et al.*, 2010a,b; Lam *et al.*, 2003; Mazzon *et al.*, 2009). Tous ces auteurs proposent donc des gammes très larges d'amortissements expérimentaux, de 0,5% à 15% suivant la fréquence propre de la structure observée. Par exemple Elmenshawi *et al.* (2010a) soulignent que l'amortissement hystérétique doit avoir un effet très important sous chargements cycliques forts. Selon eux, les amortissement linéaire visqueux et non linéaire hystérétique ont des importances comparables dans les structures anciennes maçonnées, ces dernières présentant un comportement plastique limité. Ils proposent tout de même un amortissement visqueux équivalent, de 7 à 9% pour les MH. Afin de ne pas surévaluer les efforts transmis à la structure, ils proposent un amortissement visqueux de 3%, augmentant avec l'endommagement, mais soulignent bien l'importance de l'amortissement par frottement par rapport à ce dernier. Nous avons vérifié que

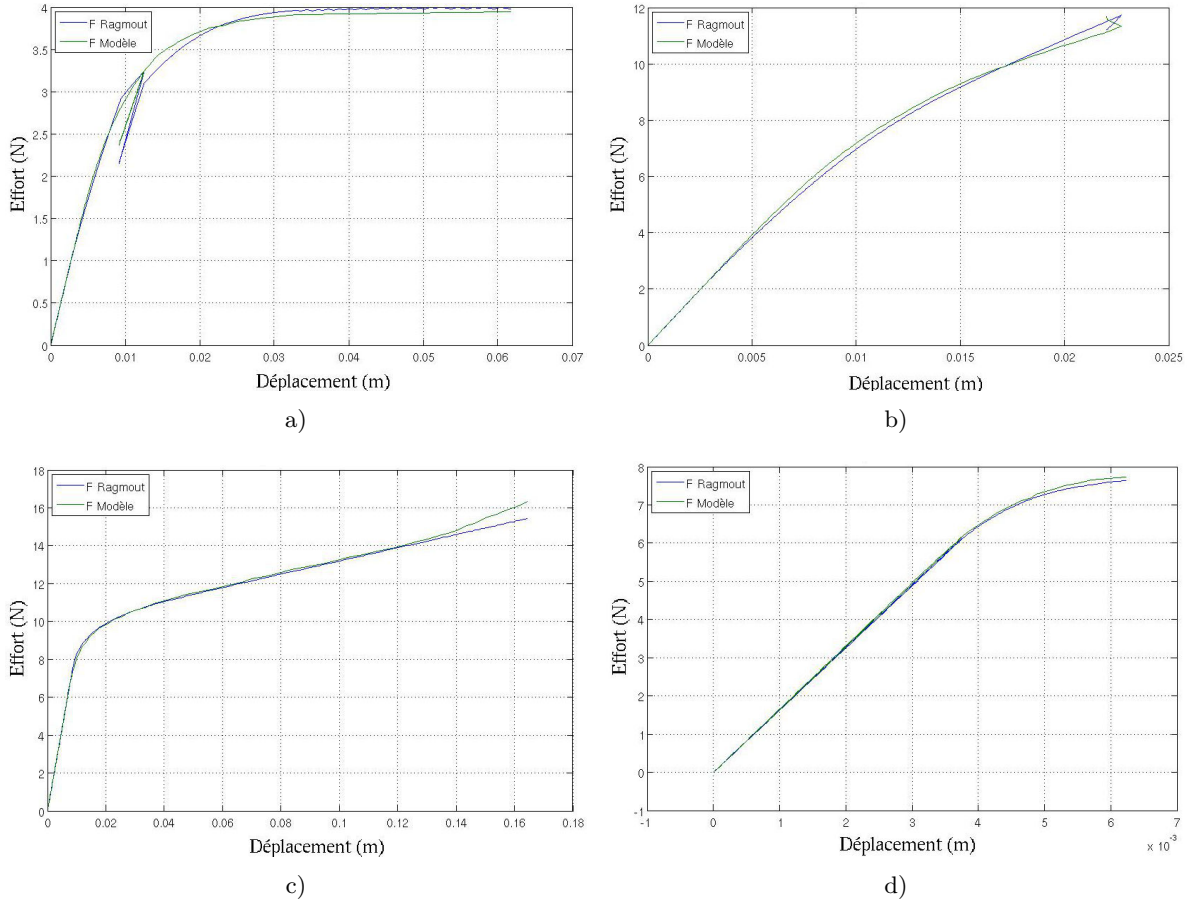



Fig. V.21 Courbes d'identification pour les directions prépondérantes des 4 modes et réponses des oscillateurs identifiés. a) mode 1, X, $\xi_1 = 0{,}022$, masse modale = $1{,}46.10^5$ kg. b) mode 2, X, $\xi_2 = 0{,}017$, masse modale = $1{,}11.10^5$ kg. c) mode 3, Y, $\xi_3 = 0{,}015$, masse modale = $2{,}36.10^4$ kg. d) mode 4, Y, $\xi_4 = 0{,}014$, masse modale = $6{,}07.10^4$ kg.

| **Paramètre** | **mode 1 X** | **mode 1 Y** | **mode 2 X** | **mode 2 Y** | **mode 3 X** | **mode 3 Y** | **mode 4 X** | **mode 4 Y** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $U^e$ (m) | 0,005 | 0,39 | 0,008 | 0,28 | 0,4 | 0,01 | 0,04 | 0,00425 |
| $K$ (N.m$^{-1}$) | 367,035 | 344,035 | 789,65 | 1050,0 | 1305,0 | 871,0 | 1450,0 | 1637,0 |
| $F_y$ (N) | 3.8 | 285,0 | 12,0 | 1000,0 | 960,0 | 25,0 | 100,0 | 12,0 |
| $p$ | 0,38 | 0,01 | 0,2 | 0,0 | 0,05 | 0,03 | 0,1 | 0,05 |
| $b^p$ (N.m$^{-1}$) | 3,0 | 6,0 | 0,0 | 0,0 | 30 | 0,0 | 25,0 | 0,0 |
| $q$ | 0,35 | 0,4 | 0,3 | 0,25 | 0,4 | 0,45 | 0,4 | 0,4 |
| $a^\pi$ (N$^{-1}$) | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 | 0,1 |
| $b^\pi$ (N.m$^{-1}$) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

Table V.9 Paramètres retenus pour les oscillateurs en X et en Y représentant les 4 modes prépondérants.

dans notre cas, le choix de l'amortissement modal utilisé pour les Ragmouts ne changeait pas notablement les résultats. La corrélation est presque parfaite comme on peut le voir en figure V.21. Nous retiendrons donc ces caractéristiques pour les oscillateurs, récapitulées en tableau V.9.

### a.5 Calcul des contributions modales linéaires et réponse totale de la structure

Nous avons construit un outil de calcul complet pour l'estimation du champ de déplacement au cours d'un séisme en utilisant la méthode AMNL. Cet outil nécessite une interface entre Matlab et Cast3M et la mise en œuvre d'un algorithme de résolution d'oscillateur simple non linéaire dans Matlab. Afin d'optimiser cette résolution, nous considérons un schéma d'intégration temporelle explicite de type différences centrées. Il faut veiller à utiliser un pas de temps $\Delta t$ inférieur au pas de temps critique afin de respecter les conditions de stabilité. Cette condition respectée, notre schéma montre une bonne efficacité pour le traitement de problème d'oscillateur simple et présente également des propriétés de conservation énergétique intéressante.

On veut résoudre l'équation des oscillateurs simples afin obtenir la réponse $D_n(t)$ de chacun d'entre eux. De manière générale, on peut écrire l'équation à résoudre sous la forme :

$$m.\ddot{D}_n(t) + c.\dot{D}_n(t) + f_{int}[D_n(t)] = f_{ext}(t) \tag{V.1.31}$$

Par différences centrées, on exprime $\ddot{D}_n(t)$ et $\dot{D}_n(t)$ en fonction de $D_n$ et du pas de temps $\Delta t$.

$$\ddot{D}_n(t) = \frac{D_n(t+\Delta t) - D_n(t-\Delta t)}{2\Delta t} \tag{V.1.32}$$

$$\dot{D}_n(t) = \frac{D_n(t+\Delta t) - 2D_n(t) + D_n(t-\Delta t)}{\Delta t^2} \tag{V.1.33}$$

En injectant ces expressions dans l'équation d'équilibre, on obtient une expression permettant de calculer directement $D_n(t+\Delta)$.

$$D_n(t+\Delta t) = \frac{f_{ext}(t) - f_{int}[D_n(t)] + \frac{m}{\Delta t^2}.(2D_n(t) - D_n(t-\Delta t)) + \frac{c}{2\Delta t}.D_n(t-\Delta t)}{\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t}} \tag{V.1.34}$$

Dans notre cas, $m = 1$ et $k = \omega^2$. L'algorithme est exposé ci-dessous. La contribution des oscillateurs non linéaires remplace celle des oscillateurs linéaires des modes choisis, et tous sont recombinés directement dans Cast3M afin d'extraire les déplacements en tout point du maillage.

**Algorithm 1** Résolution oscillateur simple : $[tsig,DN] = SDOF(m,c,k,tsig,accx)$

**Données entrée** : $m$, $c$, $k$, $tsig$ (temps signal) et $F_{ext}$ (force extérieure)
**Initialisation** : $u(0) = u(1) = 0$

**for** $i = 1 : n$ **do**

(1) $f_{ext}(i)$

(2) Calcul de $f_{int}(i)$

(3) Calcul de $D_n(i+1) = \frac{f_{ext}(i) - f_{int}[i] + \frac{m}{\Delta t^2}.(2D_n(i) - D_n(i-1)) + \frac{c}{2\Delta t}.D_n(i-1)}{\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t}}$

**end for**

### b Comparaison avec l'analyse dynamique non linéaire

Les figures V.22 et V.23 présentent les déplacements maximums atteints au cours du calcul en X puis en Y, en utilisant les accélérogrammes de Vallorcine. On voit d'une part que les valeurs extrêmes sont comparables notamment dans les zones de ruine potentielle, même si l'AMNL paraît sous-estimer légèrement les déplacements. D'autre part la répartition de ces zones coïncide presque parfaitement dans les deux approches.

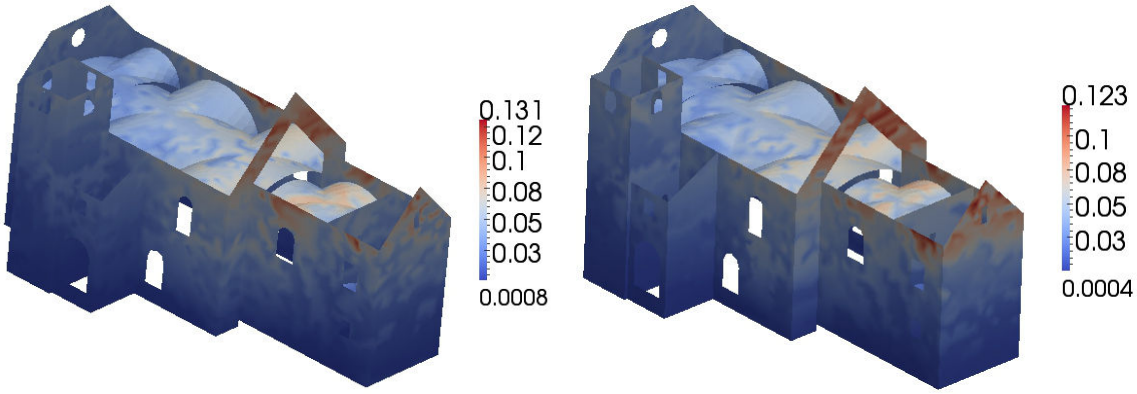



Fig. V.22 Déplacements maximums en X atteints au cours du calcul, signal Vallorcine. a) Analyse dynamique non linéaire. b) Analyse modale non linéaire.

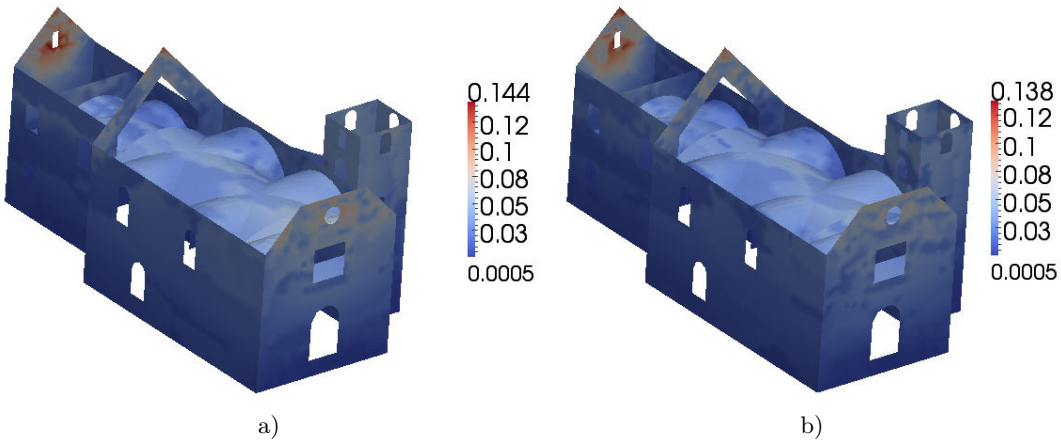
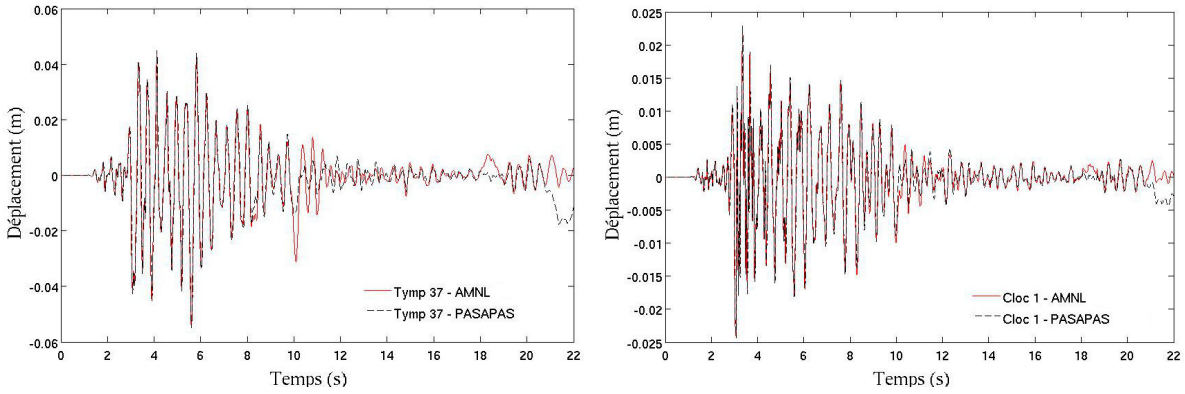



Fig. V.23 Déplacements maximums en Y atteints au cours du calcul, signal Vallorcine. a) Analyse dynamique non linéaire. b) Analyse modale non linéaire.

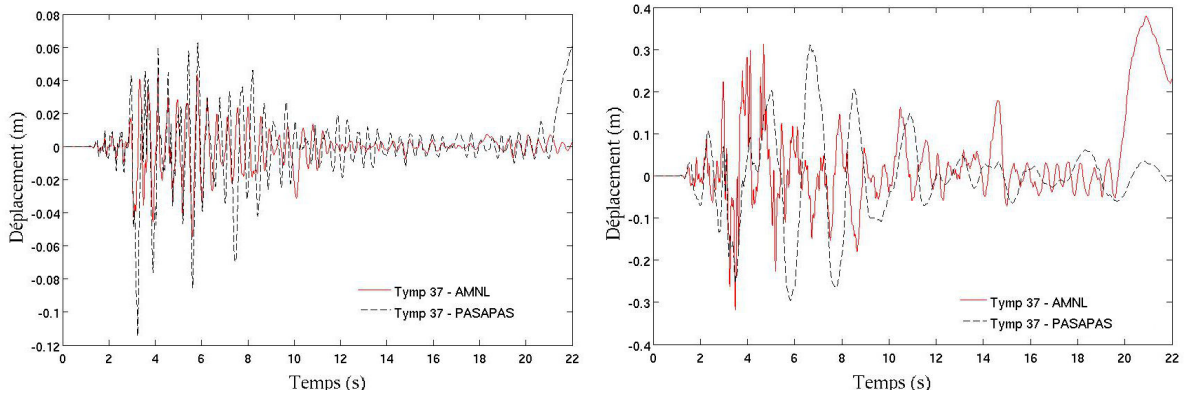
La figureV.24 montre l'histoire des déplacements aux points Cloc 1 et Tymp 37, le point de contrôle choisi pour le recombinaison des modes, situés sur des macro-éléments différents. On constate que l'AMNLM donne des résultats bien corrélés avec ceux de l'analyse dynamique non linéaire servant de référence. En effet les valeurs maximales ainsi l'emplacement des pics sont similaires. Les résultats sont donc satisfaisants et nous autorisent à utiliser l'ANMNL pour proposer la construction de courbes de fragilité.

Toutefois il convient de noter que cette méthode ne peut plus être utilisée dès lors que les non-linéarités dans la structure traitée sont trop importantes. On peut aussi noter que les




a) b)

Fig. V.24 Déplacements au cours du calcul en analyse dynamique non linéaire et analyse modale non linéaire. a) au point de contrôle Tymp37. b) en tête de clocher Cloc 1




a) b)

Fig. V.25 Limite de la validité de l'AMNL sous des sollicitations induisant de fortes non linéarités dans la structure : déplacement en X du point Tymp 37. a) signal = Vallorcine * 2. b) signal = Vallorcine * 9,8

résultats en Cloc 1 sont mieux corrélés que ceux en Tymp 37, surtout vers la fin du signal. Cette décorrélation finale plus marquée en Tymp 37 s'explique par l'endommagement de NDG décrit en section V.1. En effet, nous avons souligné que l'endommagement était marqué dans le fronton, mais quasi inexistant dans le clocher. La figure V.25 présente une comparaison des résultats en analyse non linéaire temporelle et AMNL, pour des accélérations égales à 2 et 9 fois celle de Vallorcine. Ces résultats sont à comparer avec ceux présentés en figure V.24, avec le signal de Vallorcine non modifié. Avec les signal amplifié d'un facteur 2, les résultats sont comparables sur les trois premières secondes puis les périodes se décalent. Avec le signal d'environ 1g, NDG endommage dès la première seconde, et 90% de sa surface présentent un endommagement en traction supérieur à 0,8 à la fin du signal. Dans ce contexte, on voit bien que, si l'ordre de grandeur des déplacements est à peu près respecté, les périodes sont totalement décalées. En effet, l'AMNL est construite sur les fréquence propres de la structure non-endommagée, et ici les caractéristiques des oscillateurs ne changent pas au cours du temps. Au contraire, l'analyse non linéaire dynamique permet de prendre en compte la dégradation des caractéristiques vibratoires de la structure. Sous fortes sollicitations, l'utilisation de cette méthode d'analyse n'est donc

pas possible. Il serait très intéressant de donner les limites précise de validité en fonction de la sollicitation et de la structure. On souligne une fois encore combien l'analyse linéaire peut ici aussi avoir son intérêt. En effet, elle pourra servir à déterminer, pour un bâtiment ou type de bâtiment donné, les plages d'accélérations conduisant à un trop fort endommagement, et ce avant de se lancer dans une analyse non linéaire temporelle.

Il aurait été intéressant de pousser plus avant et de multiplier les comparaisons, notamment en testant plus finement d'autres intensités sismiques. Notons aussi qu'avec le modèle de Brun *et al.* (2011) à fréquences dégradées, toutefois peu adapté aux MH car piloté en déplacement en tête, cette limite de validité de la méthode est contournée. Une extension de ce type de méthode aux MH serait donc très intéressante. De même, il serait intéressant de quantifier l'impact du taux d'amortissement modal choisi, en introduisant réellement les effets hystérétiques possibles. Il est en effet délicat à choisir, puisque comme nous l'avons souligné, la littérature propose de nombreuses valeurs possibles.

### c Adéquation actuelle de l'AMNLM aux MH en maçonnerie

Brun (2002); Chopra et Goel (2004, 2006); Han et Chopra (2006) ont montré que la méthode de push-over multi-modal non linéaire utilisée ici permettait d'obtenir des résultats plus proches de l'analyse dynamique non linéaire que les méthode de pushover traditionnelles. Toutefois, elle semble présenter les mêmes biais pour les MH en maçonnerie que ces méthodes pushover couramment utilisées dans les codes de calculs. En effet toutes ces méthodes ont été initialement conçues pour des ouvrages en béton armé ou acier, au comportement éloigné des édifices anciens, caractérisés par exemple par des planchers souples. Nous avons donc relevé deux problèmes principaux.

#### c.1 Influence du choix du point de contrôle

Le *point de contrôle* doit évidemment être choisi, en élévation, au dessus du niveau ou la dommage se produit. C'est pourquoi le sommet de la structure est souvent proposé dans les codes comme point de contrôle pour les édifices modernes. En plan, le choix du point de contrôle au dernier niveau de ces structures n'influe pas sur les résultats car leurs planchers sont rigides et l'effet diaphragme suffisant pour que tout un étage présente des déplacement comparables. Mais les structures anciennes présentent des plafonds et des voûtes souples et des murs en maçonnerie de rigidités très variées, différences encore accentuée par leurs modes de ruine variables dans le plan et hors plan. De plus, nous avons souligné qu'ils étaient composés de macroéléments au comportement dynamique différents, dont nous nous sommes servi pour le calage du modèle global dans le domaine linéaire.

En conséquence, comme on peut le voir en figure V.26 pour le mode 1, la courbe modale de pushover issue de l'analyse quasi-statique effectuée sur NDG, dépend énormément du point de contrôle. Les points pertinents considérés sont ceux que nous avons proposés en partie V.1.1 pour comparaison des résultats globaux des différents modèles d'analyse dynamique (Cf figure V.3). Selon le choix effectué, les courbes pushover présentent des déplacements qui varient d'un facteur 10 (Cloc1 vs. Gout82), voire sont de signe opposé (Gout21 vs. Tymp37).

Les résultats présentés en figures V.22, V.23 et V.24 ont été obtenu en choisissant comme point de contrôle le point Tymp 37 situé au sommet du fronton séparant la nef du chœur. Comparons maintenant ces résultats aux figures V.27. Nous avons ici sélectionné un nouveau point de contrôle, Gout 41, situé sur le mur du chœur opposé au clocher. Les résultats de l'AMNL sont plus éloignés que précédemment de ceux de l'analyse dynamique servant de référence, en sous-estimant systématiquement les déplacements, même si les périodes semblent bien respectées. Les déplacements locaux comme le comportement général de la structure sont modifiés, avec une capacité globale de déplacement plus faible. Les résultats numériques sont plus pertinents si l'on

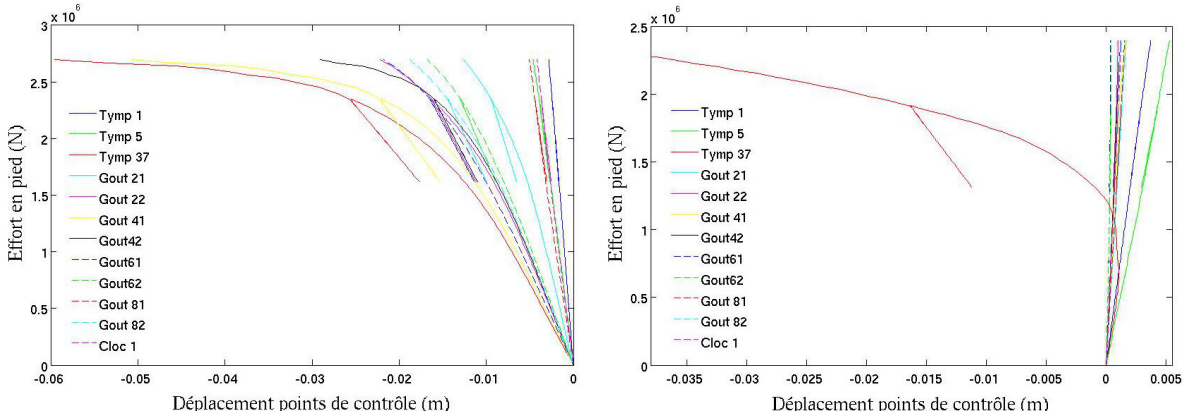



Fig. V.26 Impact du choix des points de contrôle sur la courbe de pushover. a) Mode 1, direction X. b) Mode 4, direction Y

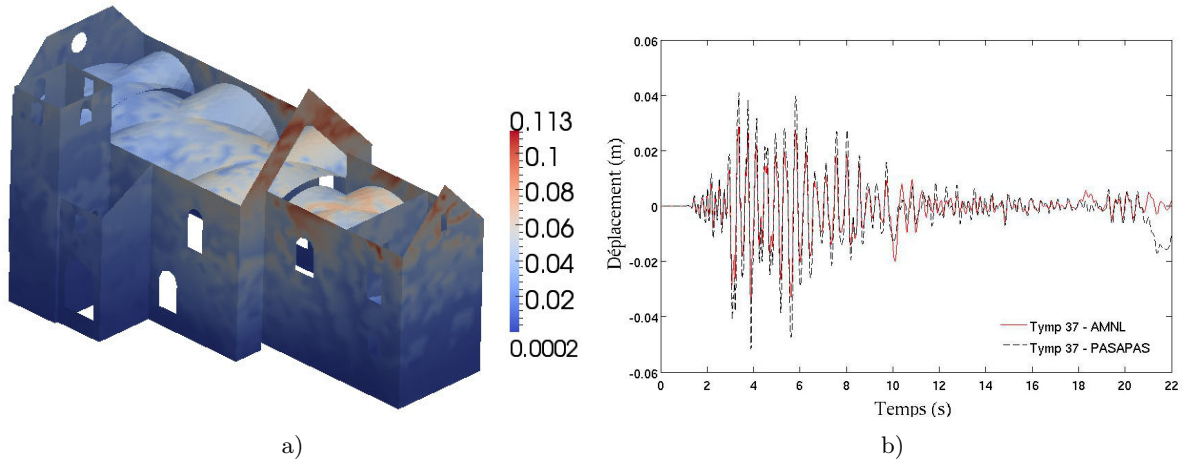
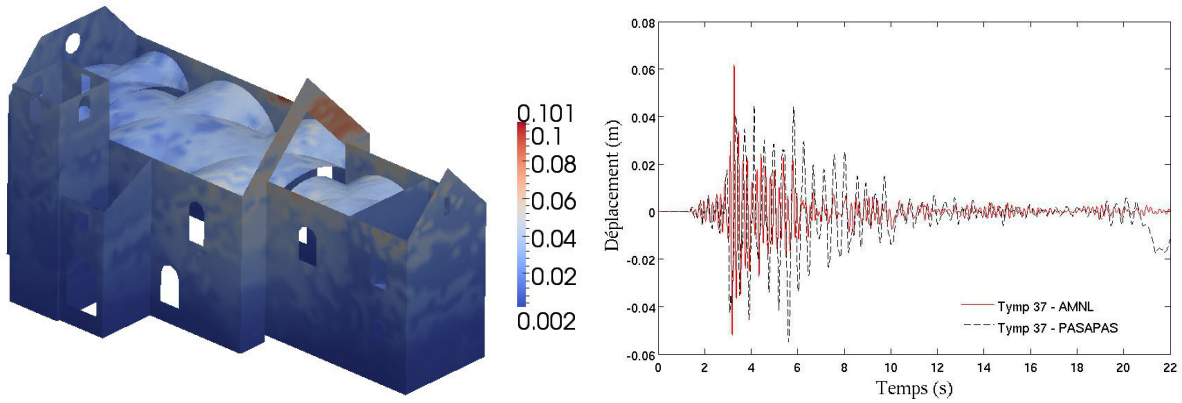



Fig. V.27 Modification du modèle avec le changement de point de contrôle. Le point sélectionné est le Gout 41, situé sur un autre macro-élément. a) Déplacements maximums au cours du calcul, signal Vallorcine. b) Déplacements en X au cours du calcul au point de contrôle Gout 41 selon les deux analyses, dynamique et AMNL.

sélectionne un point situé dans une zone identifiée comme à risque par l'analyse linéaire, plutôt que dans une zone restant a priori dans le domaine élastique. Il semble pertinent de sélectionner un point situé au sommet, dans la zone qui s'endommage en premier. Cette comparaison valide donc le choix du point Tymp 37. De façon plus générale, nous proposons de choisir le point qui présente en moyenne, pour tous les modes prépondérants considérés, le déplacement le plus important, et situé dans la zone où la dégradation est la plus importante.

### c.2 Influence du choix des modes prépondérants

Le deuxième point concerne la définition du chargement, c'est à dire ici la sélection des modes pour lesquels utiliser des oscillateurs non linéaires ou linéaires. La méthode d'analyse modale non linéaire découplée repose sur l'hypothèse que les modes sont bien découplés, c'est à dire que forces internes en mode $n$ ne dépendent que de l'histoire des déplacements de ce mode $n$. Cela permet le découplage des équations selon les modes et un retour à une description modale plus classique, dans laquelle les réponses en déplacements sont obtenues par la résolution de systèmes




a) b)

Fig. V.28 Modification du modèle avec le changement des modes 2 et 4. a) Déplacements maximums au cours du calcul, signal VallorScine. b) Déplacements en X au cours du calcul au point de contrôle Tymp 37 selon les deux analyses, dynamique et AMNL.

à un degré de liberté non linéaires soumis à l'excitation sismique. Or nous avons déjà souligné que le modèle numérique présentait, par rapport aux mesures effectuées in-situ, de nombreux modes proches qu'il était difficile de séparer. La validité de cette première hypothèse est donc délicate à vérifier si l'on ne dispose pas d'autres informations que celles fournies par le modèle numérique.

De cette première remarque en découle une seconde. L'AMNLM utilise l'amplification dynamique naturelle de la structure pour décrire l'action sismique. Les efforts sont appliqués sur tout le bâtiment et définis comme la matrice de masse multipliée par la déformée du mode de vibration considéré, amplifié par un facteur scalaire $\alpha.m.\phi_n$. Mais comme Lagomarsino et Cattari (2009) l'ont souligné pour les pushover simples à un mode, les structures à planchers souples, où même la masse modale participative la plus élevée atteint rarement 60% de la masse totale, se prêtent à le sélection d'un mode prépondérant. L'AMNLM présente donc un réel intérêt pour les MH puisqu'il est possible de tenir compte de plusieurs modes "prépondérants", modélisés par des oscillateurs non linéaires, et de nombreux modes moins importants sous forme d'oscillateurs linéaires.

De plus, le type de chargement pour les pushover est plus adapté aux structures irrégulières en élévation que les chargements avec un seul mode ou proportionnels à la hauteur par exemple. C'est aussi clairement plus adapté aux MH que la méthode classiquement utilisée pour les bâtiments modernes, où l'on suppose que les planchers rigides représentent toutes les masses, ce qui conduit à concentrer toutes les forces aux niveaux des planchers. Mais la sélection des modes les plus pertinents pose problème si l'on se base uniquement sur la masse modale, comme proposé pour les structures modernes. Pour le calcul présenté initialement en figures V.22b, V.23b et

| **Modes numériques** | **Description** | **Fréq. num.** (Hz) | **MMP X** (%) | **MMP Y** (%) |
|---|---|---|---|---|
| **mode 8** | Flex. X | 4,04 | 40,95 | 4,07 |
| **mode 12** | Flex. X | 5,03 | 11,81 | 8,37 |
| **mode 13** | Flex. X + Torsion | 5,45 | 10,77 | 5,21 |
| **mode 19** | Flex. Y | 5,85 | 12,01 | 34,42 |
| **mode 25** | Flex. Y + Torsion | 6,51 | 6,53 | 18,52 |
| **mode 26** | Torsion + Flex. Y | 6,72 | 7,89 | 11,27 |

Table V.10 Récapitulatif des différents modes possibles, sélectionnés en cas 1 et 2.

V.24, nous avions sélectionné les modes sur leur masse modale mais aussi sur leur déformée. La figure V.28 présente les même résultats, nous avons cette fois sélectionné les modes uniquement sur leur masse modale, ce qui nous a conduit à choisir deux autres modes parmi les quatre prépondérants. En effet, NDG présente en X et en Y deux modes proches des modes 2 (en X) et 4 (en Y), avec des masses modales assez semblables, comme récapitulé dans le tableau V.10. La confrontation des résultats de ces 2 cas montre l'importance du choix : en choisissant des modes moins pertinents, la réponse de NDG en déplacement est assez largement sous-estimée, et ses périodes sont modifiées. Notons de plus les structures anciennes présentent beaucoup plus de modes combinés en X et Y voire de mode de torsion, comme le 2e mode en Y du cas 2. Ceci soulève la question d'une courbe pushover qui exprime normalement l'effort tranchant en pied en fonction du déplacement au point de contrôle, dans la direction du chargement. Dans les bâtiments modernes, il s'agit donc de X pour un mode de flexion en X, Y pour un mode de flexion en Y, étant entendu que les modes prépondérants sont des modes de flexion. Une fois encore, les structures anciennes s'accommodent assez mal de méthodes standardisées basés sur des calculs automatiques. Leur fonctionnement par macro-éléments et la complexité de leur géométrie et de leur matériau nécessite de la prudence dans l'adoption de toute hypothèse.

## V.2 Construction des courbes de fragilité : méthode, base de signaux et définition de critères

Selon la méthode proposée par Michel *et al.* (2012), trois étapes sont nécessaires à la construction des courbes de fragilité.
1) Établissement d'un modèle fiable, à partir des paramètres modaux enregistrés in-situ
2) Définition d'un paramètre de dommage et d'un seuil limite correspondant à un niveau de dommage donné
3) Construction des courbes de fragilité pour le niveau de dommage considéré

Les deux chapitres précédents nous ont permis de valider la première étape et de proposer un modèle modal linéaire de NDG, valide et vérifié dans tout le domaine de comportement élastique de la structure. La seconde étape est cruciale car, pour déterminer si la structure est endommagée ou non et localiser les zones de ruine, il est nécessaire d'utiliser un indicateur de dommage $D$, local ou global. On vient ensuite comparer les valeurs de la variable de dommage correspondante $d$ issues des calculs de la structure aux valeurs seuils de $D$. La définition de ces critères sera discutée en détail en section V.2.3.

### V.2.1 Méthodes de construction des courbes - étapes de calcul

#### a Estimation statistique de la probabilité de ruine

Les courbes de fragilité représentent la probabilité d'une structure d'atteindre un certain niveau de dommage en fonction de l'intensité de l'événement sismique. La méthode de base de construction récapitulée par Kafali et Grigoriu (2007) est assez naturelle et communément utilisée (Garcia et Soong, 2003; Schotanus *et al.*, 2004). Considérons pour plus de simplicité un oscillateur linéaire à un DDL. Son comportement dynamique est défini par l'équation V.2.1 :

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_0\dot{u}(t) + \omega_0^2 u(t) = -a_g(t) \tag{V.2.1}$$

où $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ et $u(t)$ sont respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement de sa masse. $\xi$ est le coefficient d'amortissement et $\omega_0$ sa fréquence propre. $a_g(t)$ représente l'accélération du sol. Considérons ici que le critère $D$ choisi est le déplacement en un point, avec une valeur seuil

$u_{lim}$. Le principe de construction des courbes de fragilité, avec leurs étapes de construction, est le suivant :

1) Construction de la base de $n$ signaux sismiques $\{a_{g_i}(t)\}$, avec $i = 1,...,n$, de façon synthétique à partir des spectres réglementaires ou en sélectionnant des signaux naturels.

2) Modification des signaux $\{a_{g_i}(t)\}$ d'intensité initiale $I$, afin d'atteindre des signaux d'intensité $A$ désirée : $\widetilde{a}_{g_i}(t) = \frac{a_{g_i}(t).A}{I}$

3) Calcul de la réponse de la structure. Il s'agit donc par exemple de calculer la réponse du système à 1DDL $\widetilde{u}_i(t)$ soumis au chargement $\widetilde{a}_{g_i}(t)$. On peut alors extraire la valeur de la variable de dommage considérée, comme le déplacement relatif maximum $\widetilde{u}_{max_i}$.

4) Estimation de la probabilité de dommage $P_f(A,u_{lim})$ pour le niveau d'intensité sismique $A$ et le critère $D = u_{lim}$ (Eq. V.2.2) :

$$P_f(A,u_{lim}) = \frac{\text{Card}\,\{u_{max_i} > u_{lim}\}}{n} \tag{V.2.2}$$

5) Répétition des étapes 3 et 4 pour toutes les intensités $A$ afin de compléter la courbe.

#### b Méthode utilisée : loi log-normale

La méthode précédente présente l'inconvénient d'être vite lourde en temps de calcul car le nombre de signaux $N_{MI}$ d'une intensité donnée doit être important pour que l'estimation statistique de la probabilité de ruine pour cette intensité $MI$ donnée soit fiable. On atteint donc très vite un nombre de calculs très élevé, ce qui n'est pas envisageable sur un modèle complexe, avec un temps de calcul initial important. Zentner *et al.* (2008) proposent une méthode alternative, dite méthode log-normale, que nous avons utilisée. La probabilité de dommage, exprimée en fonction de l'intensité sismique $MI$, est donnée par la fonction cumulative de distribution (Eq. V.2.3) :

$$P_f(MI) = \Phi\left(\frac{\ln(MI/C_m)}{\beta}\right) \tag{V.2.3}$$

Cette approche permet de réduire le nombre de calculs de la réponse de la structure en réduisant le nombre de signaux sismiques utilisés et en identifiant les paramètres de la loi log-normale par régression linéaire. Il s'agit de la valeur de la capacité sismique médiane $C_m$ et de l'écart-type $\beta$ correspondant à la distribution lognormale. Nous rappelons donc ici les principales étapes de la méthode :

1) Construction d'une base de signaux sismiques. Nous utiliserons des séismes synthétiques, générés à l'IsTerre et partagés par P. Gueguen, que nous présenterons en section V.2.2.

2) Classement des séismes selon la mesure d'intensité choisie croissante (MI). Suivant la MI utilisée en abscisse des courbes de fragilité, les séismes sont triés différemment. La variabilité calculée pourra donc être différente suivant l'indicateur. L'objectif est alors de choisir l'indicateur apportant la plus faible variabilité. Cette problématique n'est pas l'objet de cette thèse et nous avons souligné en section I.4.4.b que le PGA était pertinent pour les églises aux fréquences plus élevées que des bâtiments élancés en béton. C'est donc cet indicateur très courant que nous avons choisi d'utiliser. On définit ensuite des classes de $N_{MI}$ MI consécutifs, où $N_{MI}$ est le nombre de séismes composant chaque classe. On choisit $10 < N_{MI} < 20$ afin que les classes soient constituées de suffisamment de données.

3) Calcul de la réponse de la structure pour tous les $N_{MI}$ séismes de chaque classe de $MI$, soit $n$ signaux. Extraction de la valeur de la variable de dommage considérée, ici le déplacement relatif maximum $\widetilde{u}_{max_i}$.

4) Identification des 2 paramètres $C_m$ et $\beta$ de la loi log-normale par régression linéaire. Les $n$ calculs nous permettent de déterminer $n$ sorties, par exemple $\{u_{max}\}$=($u_{max_1}$, $u_{max_2}$, ..., $u_{max_n}$).

Comme on suppose $u_{max}$ distribué selon une loi log-normal, $\ln(u_{max})$ est une variable aléatoire distribuée selon une loi normale. On peut donc procéder à une régression linéaire selon l'équation V.2.4 :

$$\ln(u_{max}) = a + b\,\ln(MI) + \varepsilon \tag{V.2.4}$$

avec $a$ et $b$ les paramètres à déterminer et $\epsilon$ une variable aléatoire distribuée selon une loi normale et centrée, avec un écart type $\sigma_{\ln(\varepsilon)}$. L'écart type en log $\beta$ est égal à $\sigma_{\ln(\varepsilon)}$. $u_{max}$ et $MI$ sont ainsi liés par l'équation V.2.5 :

$$u_{max} = \widetilde{a} MI^{b} \widetilde{\varepsilon} \tag{V.2.5}$$

avec $\widetilde{a} = \exp(a)$ et $\widetilde{\varepsilon} = \exp(\varepsilon)$. $\widetilde{\varepsilon}$ est une variable aléatoire distribuée selon une loi lognormale de médiane égale à 1 et d'écart type logarithmique $\sigma_{\varepsilon}$. La capacité sismique médiane peut donc être évaluer selon l'équation V.2.6 :

$$\ln(C_m) = \frac{\ln(u_{lim} - a)}{b} \tag{V.2.6}$$

Pour chaque MI on obtient donc un couple $C_m, \beta$ qui caractérise la courbe de fragilité. $\beta = \sigma_{\ln(\varepsilon)}$ définit la variabilité.

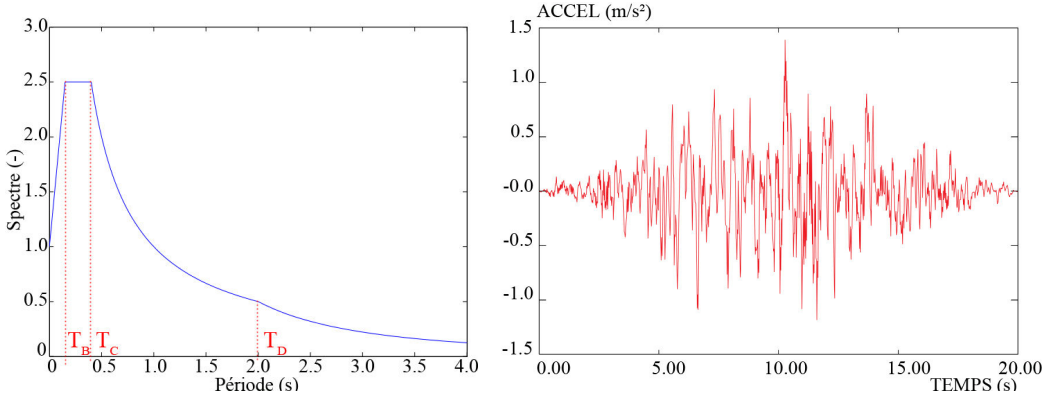
### V.2.2 Description des signaux sismiques utilisés

Quelle que soit la méthode utilisée, il est nécessaire de disposer d'une base de signaux sismiques qui permette de représenter une large gamme d'amplitudes. De cette façon seulement on pourra évaluer plusieurs niveaux d'endommagement de la structure. Des réseaux tels que les réseaux japonais K-NET et KiK-net mettent à disposition l'ensemble des données enregistrées par leurs stations. Or comme l'a montré Perrault (2013) à partir des données récoltées par Laurendeau *et al.* (2012), la majorité des données enregistrées sont des données d'amplitude faible à moyenne. Le manque de données avec de fortes amplitudes impose l'utilisation de séismes synthétiques ou synthétiquement modifiés. Ceci est d'autant plus impératif que l'Eurocode8 (2004) impose de respecter des spectres de réponse en accélération, définis en section I.2.1.b.

#### a Génération de signaux dans Cast3M

Cast3M dispose d'un outil, l'opérateur SIGNSYNT, qui permet de générer des signaux synthétiques par recombinaison de sinusoïdes de phases aléatoires et les ajuste à un spectre cible. Il permet donc idéalement de générer tous les types de signaux nécessités par l'étude et d'obtenir une correspondance entre les spectres de ces signaux et le spectre réglementaire. Nous les avons construits à partir de spectres de référence EC8, comme illustré en figure V.29a pour un sol de catégorie A et un signal de type I. Dans ce cas, on a $T_B = 0.15$s, $T_C = 0.4$s et $T_D = 2.0$s. La figure V.29b montre un signal généré à partir de ce spectre. On peut ensuite ré-étalonner les signaux en fonction de leur accélération maximum (PGA) observée durant le signal.

Toutefois cette méthode n'offre pas de grande variété dans le contenu fréquentiel pour différents signaux présentant un même PGA, ce qui est problématique pour apporter une variabilité représentative dans la construction de courbes de fragilité. Cette caractéristique est encore renforcée par l'utilisation de la méthode de recalage des signaux décrite pour l'estimation statistique de la probabilité de ruine.




a) b)

Fig. V.29 Génération de signaux par Cast3M. a) Spectre EC8 pour un sol de catégorie A et un signal de type I. b) Exemple de signal sur ce spectre.

### b Base de signaux ISTerre - Perrault (2013)

Nous avons donc choisi d'utiliser une base d'accélérogrammes synthétiques proposée par Perrault (2013). Ils sont générés à partir de la méthode SIMQKE, basée sur des simulations stochastiques stationnaires, et développée par Gasparini et Vanmarcke (1976). Cette méthode permet de générer des traces temporelles en accélération dont les spectres de réponse sont ajustés à un spectre cible, comme défini en section I.2.1.b. Pour ce faire, l'accélération est décomposée en une série de sinus, d'après la relation suivante :

$$x(t) = \sum_{i=1}^{N} A_i \sin(\omega_i t + \phi_i) \tag{V.2.7}$$

où $A_i$ et $\phi_i$ sont l'amplitude et la phase de la ième composante sinusoïdale. Dans cette méthode, les $A_i$ sont contrôlés à la fois par l'enveloppe temporelle définie en entrée, et par la Densité Spectrale de Puissance dont on ajuste les paramètres de manière à ce que le spectre de réponse s'adapte au spectre cible. On utilise un bruit blanc convolué avec une enveloppe trapézoïdale dans le domaine temporel, et on choisit aléatoirement la phase de l'accélérogramme. Perrault (2013) a modifié cette méthode en utilisant la phase d'accélérogrammes naturels pour générer des séismes plus réalistes. En utilisant 36 signaux du RAP (Péquegnat *et al.*, 2008), il a simulé un séisme pour chaque zone sismique (5) et pour chaque catégorie d'importance de bâtiment (4) en gardant les conditions de sol des stations d'enregistrement, soit 720 signaux.

Mais en respectant les spectres de réponse définis dans l'Eurocode8 (2004) pour un scénario de période de retour TR = 475 ans avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans, la distribution de PGA de la base est peu étendue. Les valeurs s'échelonnent en effet de 0,49 à 8,94$m/s^2$, avec peu de données dépassant 5,00$m/s^2$. Il a donc généré de nouveaux signaux rapportés à d'autres périodes de retour. Pour cela il a modifié le facteur d'importance $\gamma_i$ tel que $\gamma_i \sim \frac{P}{P_R}^{1/k}$ avec $P$ la probabilité de dépassement et $P_R$ la probabilité de dépassement d'un phénomène de période de retour $T_R$ définie pour une période $T$ par la relation $P_R = 1 - e^{-T/T_R}$. $k$ est un paramètre généralement pris égal à 3, mais qui peut varier selon les zones de sismicité. En utilisant les 3 périodes de retour définies en section I.2.1.c, il a défini deux nouveaux coefficients d'importance, par lesquels il a multiplié le spectre cible afin de générer deux nouveaux sets de 720 séisme :

- $\gamma_{i,NC} = 2{,}0$ pour un spectre cible avec une période de retour de 2475 ans (P = 2% en 50 ans)

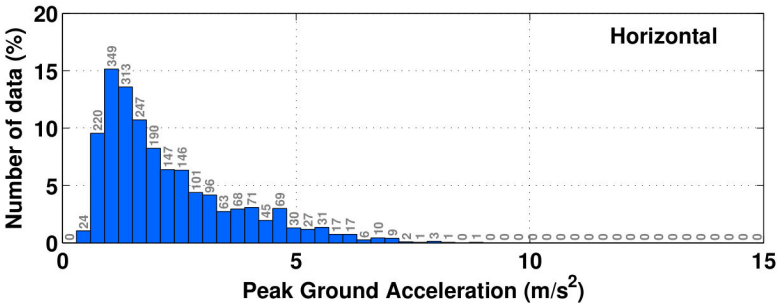



Fig. V.30 Distribution des PGA des composantes horizontales des séismes synthétiques ajustés aux spectres EC8, (Perrault, 2013).

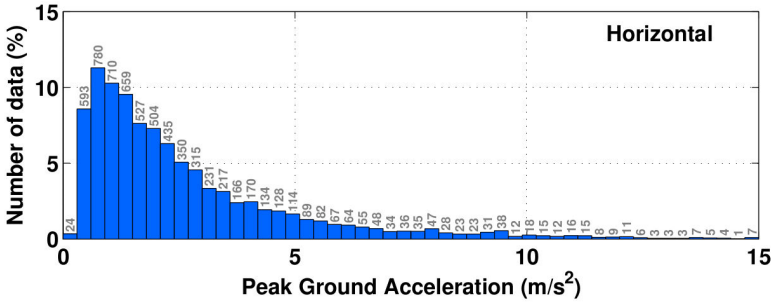



Fig. V.31 Distribution des PGA des composantes horizontales des séismes synthétiques s'ajustant aux spectres Eurocode8 (2004) et modifiés, pour $P_R = 72,475$ et 2475 ans, (Perrault, 2013).

- $\gamma_{i,LD} = 0{,}5$ pour un spectre cible avec une période de retour de 72 ans (P = 50% en 50 ans).

Tous ces signaux permettent d'obtenir une distribution d'amplitude plus large et suffisante : 154 apportent un PGA supérieur ou égal à $1g$ et 968 un PGA supérieur ou égal à $0{,}5g$, comme illustré en figure V.31.

### V.2.3 Indicateurs de dommage et de niveaux de ruine

Nous visons à proposer des critères d'endommagement pertinents pour les structures étudiées ici. En effet, ces indicateurs de dommage sont nécessaires à l'évaluation d'une structure et à la construction de ses courbes de fragilité puisqu'ils doivent permettre d'évaluer le degré d'endommagement à tout moment du calcul. De plus, on a souligné que ces critères étaient une des trois sources de variabilité dans les courbes. Il n'est donc pas possible d'utiliser n'importe quel indicateur.

#### a Définition générale

Dans la littérature, la notion de la variable de dommage est introduite comme une grandeur physique caractérisant le dommage. Elle permet, par le biais d'une analyse mécanique, d'évaluer le niveau de dommage d'une structure sous une sollicitations donnée donc sa vulnérabilité.

L'indicateur de dommage $D$ est calculé à partir de la variable de dommage $d$ choisie, obtenue par le calcul structurel, et de la valeur seuil définie $d_{seuil}$. $D = \frac{d}{d_{seuil}}$. Si $d < d_{seuil}$, il n'y a pas endommagement. Si $d > d_{seuil}$, l'endommagement est au moins égal à celui décrit par ce seuil : dommages légers, modérés ou forts par exemple.

On trouve dans la littérature deux type d'indicateurs de dommage, en fonction de l'échelle de modélisation et du niveau de détail requis sur les mécanismes d'endommagement. L'indicateur local quantifie le dommage d'un élément particulier de la structure tandis que l'indicateur global caractérise l'état général de la structure à partir de son comportement d'ensemble.

### a.1 Exemples d'indicateurs locaux de dommage

Les *indicateurs non cumulés* traduisent le dépassement de la valeur critique d'une certaine variable de dommage. Ils sont uniquement construits à partir de la valeur maximale atteinte par une quantité physique, la variable de dommage. Par conséquent, l'indicateur n'évolue pas quel que soit le nombre de cycles de réponse pour lesquels cette valeur maximale est atteinte. Toutefois, il est largement utilisé en raison de sa simplicité. La ductilité est souvent utilisée comme indicateur et ne prend pas en compte le cumul de dommage. Elle représente le rapport de la déformation maximale $\delta_{max}$ et de la déformation plastique $\delta_y$. On suppose généralement que la ruine se produit lorsque la ductilité dépasse la valeur de la ductilité structurelle, définie comme le rapport de la déformation maximale et de la déformation plastique sous un chargement monotone.

Banon *et al.* (1981) proposent d'utiliser comme indicateur le ratio entre la rigidité initiale de la structure $k_0$ et la rigidité sécante finale $k_m$. L'avantage est de prendre en compte les déplacements et les forces puisque ceux-ci interviennent dans le calcul de $k_m$. Roufaiel et Meyer (1987) modifient cet indicateur pour faire aussi intervenir la rigidité sécante à la ruine $k_f$ et formulent ainsi le "modified Flexural Damage Ratio - MFDR" :

$$MFDR = \frac{k_f}{k_m}.\frac{k_m - k_0}{k_f - k_0} \tag{V.2.8}$$

Les *indicateurs cumulés* permettent de prendre en compte l'accumulation de dommage lors de sollicitations cycliques. Formulés en déplacement, déformation plastique ou énergie dissipée, ils continuent de croître tout au long de la réponse, même sous sollicitation de niveau identique. La plupart de ces indicateurs sont basés sur l'énergie au court d'un cycle ou d'un demi cycle et sur le nombre de cycles conduisant à la ruine de l'élément. Leur calibration demande l'utilisation d'une base de résultats expérimentaux.

Les *indicateurs combinés* sont une combinaison des deux types d'indicateurs précédents. Borg et Rossetto (2010) proposent un classement des indicateurs de la littérature selon six critères : leur faculté à détecter la ruine, à décrire le dommage d'un élément e le dommage global, la facilité d'utilisation, la possibilité de calibration expérimentale et celle de prendre en compte les effets cycliques. Ces auteurs distinguent deux indicateurs. Celui proposé par Park et Ang (1985) est une combinaison linéaire d'un indicateur non cumulé basé sur la ductilité et d'un indicateur cumulé basé sur l'énergie dissipée durant l'excitation sismique :

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \tag{V.2.9}$$

avec $DI$ l'indicateur de dommage, $\delta_m$ la déformation maximale sous séisme et $\delta_u$ celle sous chargement monotone, $dE$ l'incrément d'énergie hystérétique absorbée par la structure, $Q_u$ la résistance minimale calculée dans le domaine inélastique et $\beta$ un coefficient calibré sur l'expérimental visant à pondérer l'importance des dommages cumulés dans le calcul de $DI$.

Kunnath *et al.* (1990) proposent de formuler cet indicateur en moment-courbure :

$$DI = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \frac{\beta}{M_y \phi_u} \int dE \tag{V.2.10}$$

avec $\phi_m$ la courbure maximale, $\phi_y$ la courbure plastique et $M_y$ le moment plastique de la section.

Ces deux critères sont toutefois formulés pour des éléments en béton armés, et intègrent par exemple dans la définition des paramètres empiriques $\beta$ les ratios d'acier, qui ne sont guère pertinents ici. Faute de temps et de base expérimentale à disposition, il nous a été impossible d'en calibrer de plus adaptés, nous empêchant d'utiliser ces indicateurs. Ceci reste toutefois une perspective intéressante.

### a.2 Exemples d'indicateurs globaux de dommage

Ils sont indispensables pour avoir une vue d'ensemble de la vulnérabilité de l'ouvrage. Le plus couramment utilisé en génie civil est le déplacement différentiel entre deux étages consécutifs, exprimé en %. Il s'agit d'un indicateur non cumulé très simple :

$$ISD_{max} = \frac{\Delta u_{max}}{h} \tag{V.2.11}$$

avec $\Delta u_{max}$ le déplacement relatif maximum entre deux planchers consécutifs au cours de la sollicitation sismique et $h$ la hauteur de l'étage considéré. Cet indicateur a été calibré expérimentalement. Ses valeurs limites $d_r$, correspondant à différents niveaux de performance, sont définies, par exemple dans l'Eurocode8 (2004), en fonction du type d'ouvrage et du type de système constructif considéré. On peut noter que cet indicateur, quoi que courant, est inadapté dans notre cas. La notion de déplacement différentiel pourrait être intéressante à exploiter et permettre de tenir compte de la grande déformabilité des structures anciennes maçonnées. Mais d'une part les repères d'étage et de plancher sont inutilisables dans un bâtiment de type halle, sans plancher rigide et peu élancé. D'autre part, les valeurs limites des différents codes ont été définies sur des bases de dommages concernant des édifices modernes, essentiellement en béton armé, et devraient donc être adaptées.

Les paramètres globaux peuvent aussi être formulés par recombinaison d'indicateurs locaux, en utilisant un facteur de pondération. Celui-ci doit représenter la contribution de chaque élément structurel dans le dommage global de la structure entière, de sorte que les éléments les plus endommagés ou les plus importants contribuent le plus au dommage global. Wen *et al.* (2004) proposent d'utiliser comme paramètre de pondération le poids propre $w$ de chaque élément structurel considéré par les $N$ indicateurs locaux :

$$DI_g = \frac{\sum_{i=1}^{N} w_i Di_i}{w_i} \tag{V.2.12}$$

avec $DI_g$ l'indicateur de dommage global, $DI_i$ l'indicateur local de chaque éléments structurel $i$ et $w_i$ le poids propre de celui-ci.

### b Attentes particulières pour les édifices historiques

Le projet européen Perpetuate (PERfromance-based aPproach to Earthquake proTection of cUlturAl heriTage in European and mediterranean countries) propose une méthode de diagnostic de bâtiments anciens, basée sur des niveaux de performance (Lagomarsino et Cattari, 2015). Cet ensemble de travaux souligne, une fois encore, la complexité du diagnostic sismique de MH en maçonnerie à cause de leur comportement hétérogène, des différents modes de ruine dans le plan et hors plan et donc de la difficulté à formuler un critère global. Comme dans les autres méthodes de ce type, la méthode Perpetuate est basée sur la définition de courbes de capacité grâce à des analyses non linéaires quasi-statiques ou pushover. Les écueils de ce type d'analyses originellement développées pour des structures modernes, sont nombreux pour les MH, comme nous l'avons montré en section V.1.4.c à propos de l'AMNL, du choix du point de contrôle et du choix du chargement pour les pushover. Mais, en supposant que la courbe effort-déplacement

finale décrive bien la réponse inélastique de la structure, il faut ensuite associer des critères fixes à des niveaux de dommages puis des niveaux de performance. Abbas *et al.* (2010) soulignent la difficulté de cette opération pour les MH. Ce projet utilise différentes cibles de performance, associées à la fois à des dommages structuraux ou non-structuraux, à la préservation du mobilier et des éléments de valeur patrimoniale et à la sauvegarde des personnes. La figure V.32 résume ces trois types de cibles, parfaitement adaptées aux MH et à la complexité des enjeux qui y sont liés. Les cases colorées sont à atteindre impérativement. On voit donc qu'en cas de biens patrimoniaux classés à protéger impérativement, le seuil à ne pas dépasser est très largement inférieur au seuil d'un bâtiment ordinaire pour lequel on cherche juste à éviter l'effondrement.

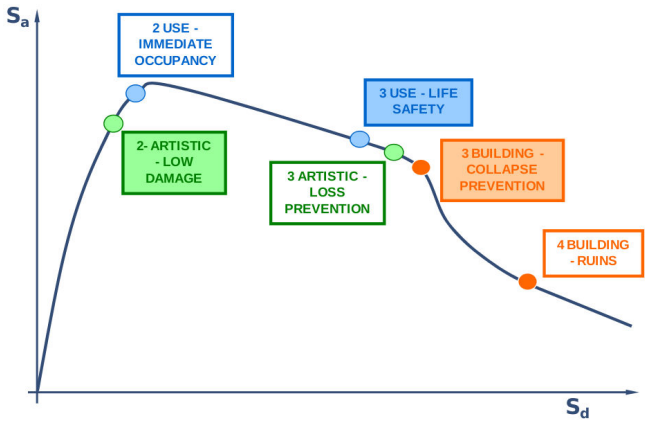



Fig. V.32 Courbe pushover d'un élément patrimonial et identification des degrés de performance en fonction des cibles : sécurité des personnes (bleu), préservation de la structure (orange), conservation des biens patrimoniaux (vert), (Calderini *et al.*, 2010)

Pour définir les niveaux de performance de la structure, le projet préconise une approche multi-critère à plusieurs échelles : celle de tous les éléments structuraux, comme un pilier, celle du macroélément, comme une façade, et celle de la structure entière. Pour chaque chacun de ces éléments il faut donc construire des courbes de capacité, puis positionner les niveaux de dommage et niveaux de performance correspondants. L'avantage de cette méthode multi-échelle est de prendre en compte tous les modes de ruine d'une structure, quelle que soit sa complexité géométrique. D'autre part cela permet de ne pas atteindre un niveau de dommage global remplissant les attentes d'un niveau de performance fixé, mais qui ne tienne pas compte de niveaux de dommage trop élevés localement. Cependant, cette exhaustivité est extrêmement coûteuse puisqu'il faut étudier chaque élément, ensemble d'éléments et la structure entière séparément.

Cattari *et al.* (2012) recommandent l'usage de plusieurs séries d'indicateurs, pour chaque échelle et pour chaque courbe :
- le décrément d'effort tranchant $\beta_M$ à la base du macroélément ou $\beta_G$ à la base de la structure considérée
- la résistance limite $\beta_E$ à la base de l'élément ou de façon cumulée sur les piliers et allèges de la structure considérée $\beta_{cum,S}$ et $\beta_{cum,S}$
- le déplacement inter-étage $\delta_I$ à l'échelle du macro-élément ou $\delta_E$ de l'élément
- la somme des éléments d'échelle inférieure qui ont atteint un certain niveau de dommage.

Les principaux critères sont regroupés dans le tableau V.11. Parmi ces critères, nous nous sommes concentrés sur deux d'entre eux, destinés à l'échelle du bâtiment : le déplacement inter-étage, utilisé aussi dans les édifices anciens, et le décrément de résistance en traction. En effet, cette brève revue des indicateurs disponibles dans la littérature nous a convaincu de nous orien-

| **Niveau de dommage** | **Échelle de l'élément structurel** | | **Échelle du macroélément** | **Échelle de la structure** |
|---|---|---|---|---|
| | Allège | Pile | | |
| **1** | - | - | $\delta_{i,1} \in [0{,}05 - 0{,}15]$ | - |
| **2** | $\beta_{cum,S} \in [2-3]$ | - | $\delta_{i,1} \in [0{,}15 - 0{,}3]$ | - |
| **3** | $\beta_E \in [0-20]$<br>$\delta_E \in [0{,}3 - 0{,}6]$<br>$\beta_{cum,S} \in [2-3]$ | $\beta_E \in [0-50]$<br>$\delta_E \in [0{,}5 - 1]$<br>$\beta_{cum,S} \in [3-4]$ | $\beta_M \in [30-40]$ | $\beta_G \in [10-20]$ |
| **4** | $\beta_E \in [20-60]$<br>$\delta_E \in [0{,}4 - 1{,}2]$<br>$\beta_{cum,S} \in [2-3]$ | $\beta_E \in [20-70]$<br>$\delta_E \in [1-2]$<br>$\beta_{cum,S} \in [3-4]$ | $\beta_M \in [60-80]$ | $\beta_G \in [30-40]$ |
| **5** | $\delta_E \in [0{,}6 - 1{,}5]$<br>$\beta_{cum,S} \in [2-3]$ | $\delta_E \in [1{,}5 - 2{,}5]$<br>$\beta_{cum,S} \in [3-4]$ | - | - |

Table V.11 Approche multi-critère pour les niveaux de dommage : seuils à vérifier de façon cumulative en %, (Cattari *et al.*, 2012).

ter, en première approche et dans les limites de temps et de moyens imposées par ce travail, vers des indicateurs simples, de type indicateur local non cumulé et indicateur global par sommation. Nous sommes donc repartis de ces deux critères pour proposer un critère en déplacement et un en contrainte, utilisables avec le modèle linéaire complet en première approche puis avec le modèle construit par AMNL, en restant dans une gamme de sollicitations faibles afin qu'il soit toujours valide.

#### c Définition d'un critère pour un premier diagnostic : seuillage des cartes de contraintes

##### c.1 Dommages légers : fin du domaine linéaire

Les paramètres modaux expérimentaux nous ont permis d'établir un modèle modal linéaire qui est valide dans tout le domaine de comportement élastique de la structure. Nous avons aussi montré qu'en première approche, ce modèle linéaire fournissait des résultats très intéressants, et ce d'autant plus que les structures étudiées ici sont en zone de sismicité modérée. Il semble donc intéressant de se donner un outils permettant, pour l'ensemble des ouvrages traités, d'utiliser ces modèles très simples, d'autant que nous avons vérifié la pertinence de l'analyse sur base modale, même dans le cas d'ouvrages complexes. Au-delà du domaine linéaire, les caractéristiques de la structure sont modifiées et le modèle modal n'est plus valide. Il est donc possible d'utiliser ces paramètres modaux pour construire la courbe de fragilité qui correspond au niveau de dommage "léger", caractérisant l'apparition des premières fissures. Selon Boutin *et al.* (2005), il s'agit du niveau de dommage caractérisant le seuil d'intégrité de la structure.

Nous avons donc testé différents critères, basés sur des informations calculées localement mais permettant de relier dans une seconde étape les informations ainsi collectées à des critères cinématiques globaux. L'avantage de ce procédé est de disposer d'une information qui n'est pas a priori reliée à un mécanisme de ruine particulier. La formulation des différents critères testés, soit une résistance en traction, en compression et en cisaillement, un critère basé sur Mohr Coulomb et un critère en déplacement inspiré du critère utilisé par Mazars (1986), est listée en tableau V.12. Les valeurs seuils utilisées sont issues des essais de Silva (2012) et des recommandations de DPCM (2011) et de Cattari *et al.* (2012). Les contraintes principales sont calculées à partir des contraintes généralisées dans les plaques, en utilisant la convention des contraintes principales : $\sigma_1 \geq \sigma_2$ et $\sigma_3 = 0$. La même convention est utilisée pour les déformations principales.

Pour tester ces critères, nous avons réutilisé la chapelle CSJT sur laquelle nous avons procédé aux tests paramétriques du chapitre III.4. Nous avons retenu le modèle F3 de fondations, et les modèles V2 et V4 de voûtes. Ces choix sont en accord avec les conclusions de l'étude paramé-

| Critère | Expression du critère | Composants |
|---|---|---|
| **Traction** | $\sigma_1 - \sigma_t > 0$ | $\sigma_t$ Résistance en traction<br>$\sigma_t = 1.10^6$ Pa |
| **Compression** | $\sigma_c - \sigma_2 > 0$ | $\sigma_c$ Résistance en compression<br>$\sigma_c = -14.10^6$ Pa |
| **Cisaillement** | $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) - \sigma_v > 0$ | $\sigma_v$ Résistance en cisaillement<br>$\sigma_v = 2.10^4$ Pa |
| **Mohr-Coulomb** | $\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2} - [\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\sin\phi + c\cos\phi] > 0$ | $c$ Cohésion ; $\phi$ angle de friction interne<br>$c = 56$ kPa |
| **Déformation équivalente de Mazars** | $\epsilon_{eq} - \epsilon_{D0} > 0$ | $\epsilon_{D0}$ Seuil en déformation pour l'apparition des premières fissures<br>$\epsilon_{D0} = 0{,}001\%$ |

Table V.12 Définition des critères seuils testés.

trique concernant la taille de la structure, le type d'implantation et la pente du sol extérieur, et ne sont pas trop conservatives concernant le chargement sismique. L'utilisation de V2 et V4 permet de tester la pertinence des critères sur des zones critiques de la structure, comme des voûtes peintes à fresque. Nous avons conduit l'analyse sur base modale en suivant les règles de l'Eurocode8 (2004) et en intégrant les caractéristiques de la zone d'étude. Nous avons utilisé les spectres horizontaux et verticaux pour un bâtiment de catégorie 4, sol B, zone 4, avec un amortissement structurel de 5%, cohérents en terme de période de retour et de spectre en accélération avec les recommandations de Abbas *et al.* (2010). Bien que le chargement vertical ne soit pas imposé par l'Eurocode8 (2004) en france métropolitaine, nous l'avons pris en compte afin de ne pas négliger ses effets négatifs sur la résistance horizontale de la structure à cause de l'importance du mécanisme de frottement à la base. De même nous avons pris en compte tous les chargements décrits au chapitre III.3.1. Selon les recommandations de l'Eurocode8 (2004) nous avons conduit l'analyse modale jusqu'à 33 Hz. La contribution des modes plus élevés à été intégrée par l'intermédiaire de pseudo modes. Les contributions des différents modes ont été recombinées selon la méthode CQC (Complete quadratic Combination) :

$$S = \pm\sqrt{\sum_i \sum_j \beta_{ij}.S'_i.S'_j} \tag{V.2.13}$$

avec $S$ la variable reliée linéairement à l'excitation sismique, $S'_i$ et $S'_j$ les valeurs extrêmes avec leur signe et $\beta$ la coefficient de corrélation :

$$\beta = \frac{8.\sqrt{\xi_i\xi_j}.(\xi_i + \rho\xi_j).\rho^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\xi_i\xi_j\rho(1-\rho^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)\rho^2} \tag{V.2.14}$$

avec $\rho = T_i/T_j$ et $\xi_i$ et $\xi_j$ l'amortissement des modes, exprimé en %. Nous avons recombiné les déplacements afin de garder l'information correcte des signes dans le résultat final. Les contraintes sont calculées à partir des déplacements grâce au lien linéaire entre les deux.

De cette façon, nous avons construit les cartes des éléments de maillage où les critères avaient été dépassés pour une action donnée. Afin de tenir compte des fissures traversantes, nous avons distingué les mailles où le critère était violé sur les deux faces de celles où seule une face était concernée. Le maillage bleu en figure V.33 est produit en utilisant un critère en traction de $1.5.10^6$ Pa sur les deux faces successivement. Celui de la figure V.34 avec un critère en cisaillement de $2.10^4$ Pa. Sur les cinq critères présentés, ceux en cisaillement et déformation sont les premiers dépassés, puis le critère en traction et enfin ceux en compression et de Mohr-Coulomb.

Nous avons ensuite comparé ces cartes avec les dommages notés lors de la campagne de relevés in-situ, avec ceux observés sur les photos anciennes que nous avons pu trouver en archives et enfin

avec les modes de ruines illustrés dans DPCM (2011) par les campagnes post-séismes italiennes. Les critères donnent des résultats très intéressants, avec une très bonne corrélation entre les zones désignées numériquement et les zones dégradées in-situ. Dans les deux cas présentés ci-

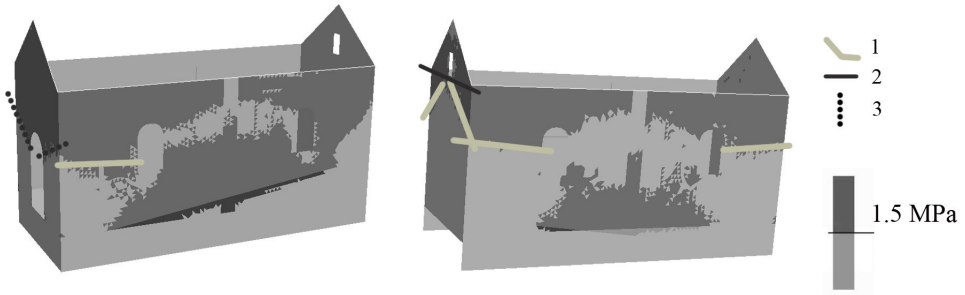



Fig. V.33 Maillage où le critère en traction est violé. Trois faciès de fissuration sont expliqués en tableau V.13

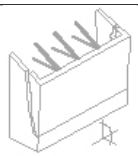
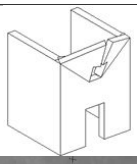
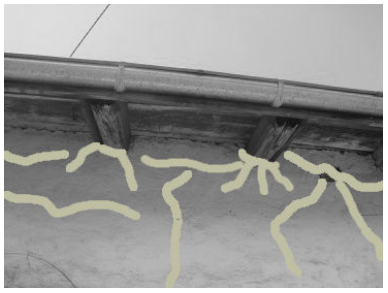
| **1** | **2** | **3** |
|---|---|---|
|  | |  |
| | | |
| Saint-Gervais, France<br>Poussée du toit et déversement des murs gouttereaux à cause du chargement hors plan. Détectable par des fissures en V dans les murs pignons et des fissures horizontales au niveau des charnières dans les murs gouttereaux | Nocera Umbra, Italie<br>Déversement du fronton. Détectable par des fissures horizontales au niveau du haut des murs gouttereaux. Peut être associé avec un effondrement des angles et des fissures en biais dans les murs orthogonaux. | San Biagio, Ombrie, Italie<br>Accumulation de contraintes de traction dans la fronton fragilisé par des ouvertures. Deux fissures en biais, fonctionnant comme des rotules, partent des ouvertures. Fissure verticale en partie haute, parfois toute hauteur. |
|  | | |
| Nâves-Fontaine, La Léchère | CSJT, Boudin, Arêches | CSJT, Boudin, Arêches |

Table V.13 Mécanismes de dommages en traction (Fig V.33) - Illustrations par des dommages sur des églises italiennes et des relevés sur les édifices du patrimoine étudié ici.

dessus, traction et cisaillement, nous avons repéré trois mécanismes d'endommagement que nous avons expliqué respectivement en tableau V.13 et V.14. Ils sont illustrés par des photos issues de DPCM (2011) pour montrer clairement le mode de ruine repéré, et des photos de structures du patrimoine étudié ici. Pour les édifices savoyards, nous avons comparé seulement

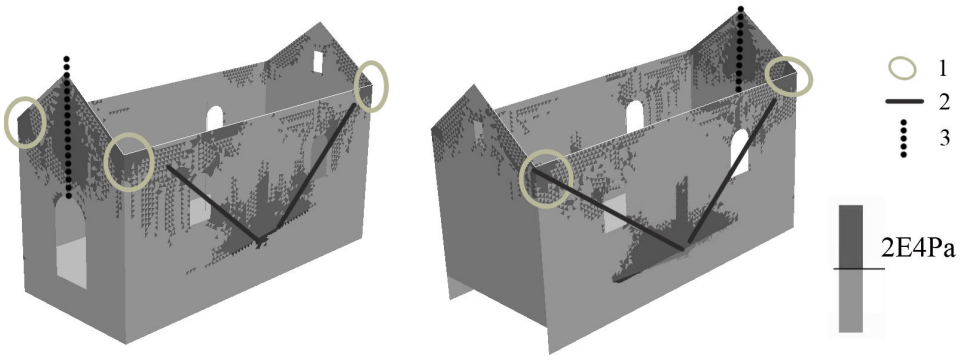



Fig. V.34 Maillage où le critère en cisaillement est violé. Trois faciès de fissuration sont expliqués en tableau V.14

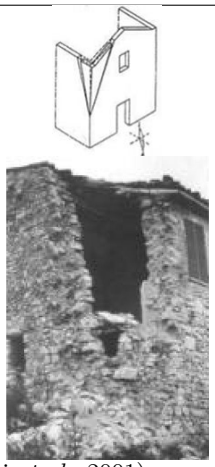
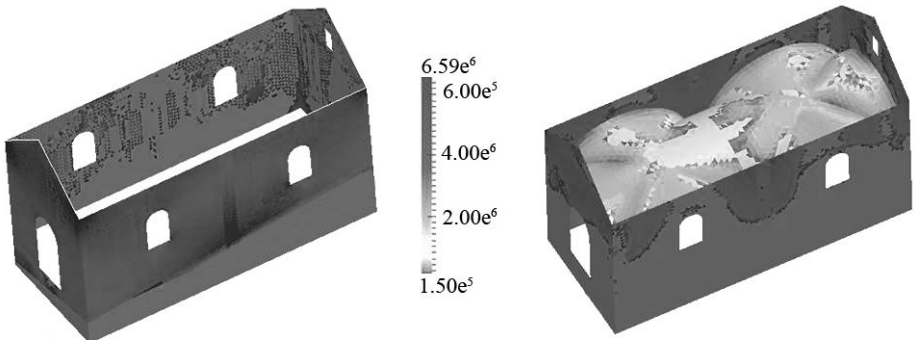
| 1 | 2 | 3 |
|---|---|---|
|  (Penazzi *et al.*, 2001)<br><br>Éventrement des angles. Déplacements relatifs des deux murs orthogonaux, défaut de chaînage. | L'Aquila, Italie<br><br>Alternance de contraintes successivement de traction et de compression dans le plan du mur. Fissures en X très caractéristiques. | Paganica, Italie<br>Déversements antagonistes des murs gouttereaux conduisant à une ouverture de la façade avant, souvent très ouverte. Fissure verticale toute hauteur. |
| La Rosière, Bourg-Saint-Maurice | Cohennoz | Saint-Gervais-les-Bains |

Table V.14 Mécanismes de dommages en cisaillement (Fig V.34) - Illustrations par des dommages sur des églises italiennes et des relevés sur les édifices du patrimoine étudié ici.

des édifices semblables : même pente de sol et implantation, même type structurel et proportions comparables.

Dans le modèle V4, les mécanismes sont les mêmes quoique moins prononcés. En effet, les dommages se concentrent essentiellement dans les voûtes, qui sont bien des zones cruciales lors d'un diagnostique, ce qui confirme la nécessité de les modéliser pleinement. Les figures V.35a et V.35b montrent que dans le modèle V2 une plus grande partie de la structure dépasse le critère en traction : 58,5% au lieu de 29,5% de la surface pour $\sigma_t = 1{,}5.10^5 kN/m^2$, et 0,15% au lieu de 0,06% pour $\sigma_t = 1.10^6 kN/m^2$.




a) b)

Fig. V.35 Pertinence du critère en traction dans les voûtes - Mise en exergue de l'influence de ses dernières. a) Modèle V2 : $\sigma_t = 1{,}5.10^5 kN/m^2$, critère violé sur 58,5% de la surface. b) Modèle V4 : $\sigma_t = 1{,}5.10^5 kN/m^2$, critère violé sur 29,5% de la surface.

Notons toutefois que, comme les édifices étudiés ici sont souvent très peu entretenus, d'autres causes peuvent être à l'origine des fissures observées, mêle si dans plusieurs cas les habitants des environs nous ont confirmé l'apparition de fissures immédiatement après des séismes (chapelles de Saint-Gervais et Sallanches, églises de La Léchère etc.).

### c.2 Prise en compte des niveaux de dommage plus élevés

Nous avons choisi d'utiliser ici le critère de résistance en traction, qui semble donner de bons résultats et est simple à calculer. Le but est de se donner des coefficients multiplicateurs de la résistance en traction afin de pouvoir extrapoler, en utilisant le modèle linéaire, des informations sur les niveaux de ruine suivants : dommages modérés, dommages prononcés, dommages sévères et ruine.

Pour cela nous avons utilisé les analyses non linéaires, présentées en section V.1.1, pour faire un lien entre la quantité de mailles endommagées dans ces modèles et la quantité de maille où le critère en traction était violé. Nous avons dans un premier temps relié les critères $\beta_G$ proposés par Cattari *et al.* (2012) et exprimés en pourcentage de la résistance maximum en cisaillement en pied de la structure, à un pourcentage de la surface de la structure où l'endommagement en traction était supérieur à 0,5. Nous avons ainsi obtenu cinq cartes d'endommagement seuil. Puis nous avons établi 5 coefficients multiplicateurs de la résistance en traction de la maçonnerie, utilisés afin de reproduire ces cartes non plus en terme de mailles endommagées mais en terme de maille où le critère a été violé. Les correspondances entre les 3 approches sont détaillées dans le tableau V.15. De cette façon il nous est possible, juste avec le modèle linéaire recalé sur les mesures in-situ, d'évaluer en première approche différents niveaux de vulnérabilité. Cette approche présente l'avantage de ne pas distinguer a priori de zone de fragilité et donc d'orienter les diagnostics en fonction de l'expérience de l'opérateur.

| **Niveau de dommage** | **Résistance max. cisaillement en pied** $\beta_G$, % décrément | **Analyse dynamique** **non linéaire** Surface, endommagement en traction | **linéaire** critère seuil en traction |
|---|---|---|---|
| **1** | - | 1ère maille endommagée | $1.\sigma_t$ |
| **2** | $\beta_G = 0$ | $40\% > 0{,}5$ | $6.\sigma_t$ |
| **3** | $\beta_G = 10 - 20$ | $70\% > 0{,}5$ | $10.\sigma_t$ |
| **4** | $\beta_G = 30 - 40$ | $100\% > 0{,}5$ | $15.\sigma_t$ |
| **5** | $\beta_G => 40$ | $100\% > 0{,}8$ | $19.\sigma_t$ |

Table V.15 Équivalence entre les différents critères : coefficients multiplicateurs pour extrapoler les niveau de dommages supérieurs en analyse linéaire.

### d Définition de critères en déplacement

#### d.1 Choix du type de critère

Nous souhaitons maintenant disposer de critères seuils pertinents pour l'analyse non linéaire, et nous permettant de prendre en compte les différents modes de ruine. En effet, quel que soit le type de critère choisi, Cattari *et al.* (2012) soulignent la nécessité de différencier les valeurs seuils utilisées pour les modes de ruine hors plan et dans le plan dès lors que l'on souhaite fournir des informations quantitatives. Les critères devront donc prendre en compte les déplacements des points de contrôle dans les deux directions X et Y.

Nous avons expliqué en section V.1.4.a que nous utilisions un algorithme de recomposition pour l'AMNL nous permettant de remonter aux déplacements en tout point de la structure. De plus, nous avons montré en section V.1.4.b que ce type d'analyse n'était valable que pour des sollicitations n'entraînant pas trop de non-linéarités dans la structure étudiée, ce qui devra d'ailleurs être quantifié précisément. Dans le cas contraire, l'ordre de grandeur des déplacements maximums atteints au cours du calcul semble rester correct, mais les caractéristiques modales dégradées ne sont pas du tout décrites. Il nous a donc semblé pertinent d'utiliser directement les déplacements, qui présentent l'avantage d'être un indicateur global, aisé à calculer et facile à comparer avec d'autres approches. De plus, Cattari *et al.* (2012) soulignent que les résultats en déplacement sont cohérents selon toutes les approches (numérique, expérimentale ou analytique) dès que l'élancement est plus grand que 1,5, ce qui sera toujours le cas dans une structure entière.

#### d.2 Définition des mécanismes et détermination des critères

Nous avons décidé de conserver la notion de déplacement inter-étage, couramment utilisée en génie civil, mais en terme de déplacement entre le haut et le bas d'un macro-élément susceptible de ruine, au sens du code italien. Nous avons retenu comme zones représentatives du niveau d'endommagement de la structure celles repérées en section V.1 grâce aux différentes méthodes d'analyses. Les filtres utilisés sont repérés en figure V.36.

D'autre part, Cattari *et al.* (2012) présentent une liste des seuils en déplacement utilisés dans différents codes et des valeurs obtenus expérimentalement. On peut voir que les valeurs proposées varient énormément non seulement entre le numérique et l'expérimental mais aussi entre les différentes campagnes d'essais réalisées dans des pays différents donc sur des maçonneries de mises en œuvre variées. Afin de choisir les valeurs les plus adaptées au patrimoine traité ici, nous avons utilisé les résultats des analyses numériques menées précédemment, et les mêmes seuils que pour le critère en contrainte exposé plus haut. Mais au lieu de post-traiter l'ensemble de la structure, nous n'avons regardé que les zones prédéterminées. Pour chacune d'entre elle, nous avons donc identifié les déplacement hors plan et dans le plan correspondant aux seuils exposés dans le tableau V.15, mais cette fois-ci en terme de % de la surface du macro-élément. In fine nous avons retenu deux valeurs du critère en déplacement $\delta$ chaque niveau de dommage,

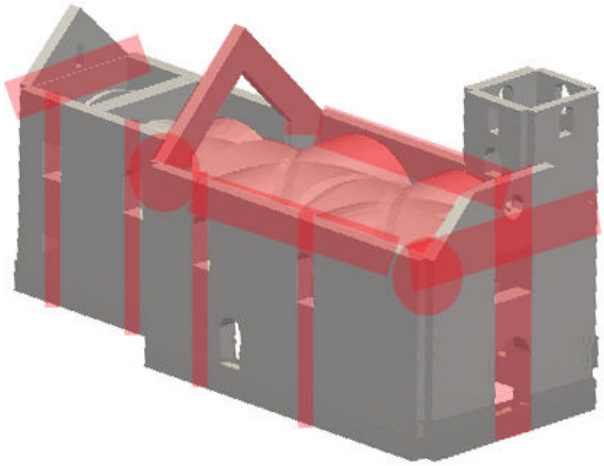


Fig. V.36 Zones retenues pour le diagnostic de vulnérabilité à l'échelle de la structure.

| **Niveau de dommage** | **Comportement dans le plan** | **Comportement hors plan** |
|---|---|---|
| **1** (%) | $< 0{,}13$ | $< 0{,}33$ |
| **2** (%) | $0{,}13 - 0{,}31$ | $0{,}33 - 0{,}45$ |
| **3** (%) | $0{,}31 - 1{,}23$ | $0{,}45 - 1{,}76$ |
| **4** (%) | $1{,}23 - 2{,}2$ | $1{,}76 - 4{,}1$ |
| **5** (%) | $> 2{,}2$ | $> 4{,}1$ |

Table V.16 Critères en déplacement retenus pour l'analyse non linéaire sur l'ensemble des mécanismes de ruine.

comme exposé dans le tableau V.16. Ce sont les valeurs moyennes obtenues sur l'ensemble des mécanisme de ruine hors plan d'une part en vérifiant la direction orthogonale à l'élément et dans le plan d'autre part.

$$\delta = \frac{d_h - d_b}{h_z} \tag{V.2.15}$$

avec $d_h$ et $d_b$ les déplacements des points de contrôle situés respectivement en haut et en bas de la zone concernée, et $h_z$ la hauteur de celle-ci.

### d.3 Vers un critère global

Il s'agit toutefois d'une suite d'informations locales puisque les MH se comportent de façon hétérogène. Il est possible d'utiliser ces critères pour des analyses de vulnérabilité sur une ou plusieurs zones séparément, comme préconisée par la méthode Perpetuate. Cela permettra par exemple de vérifier la zone identifiée comme la plus à risque par le modèle linéaire, avec un modèle partiel ou complet non linéaire, mais sans posttraiter l'ensemble des résultats. On disposera alors d'un jeu de courbe de fragilité par mécanisme de ruine.

Pour l'utilisation de ces seuils en déplacement comme un critère global nous permettant de tracer un et un seul jeu de courbes de fragilité pour la structure ou le type de structures étudiées, deux approches sont possibles. D'une part on peut sélectionner pour chaque sollicitation le mécanisme donnant le niveau de dommage le plus important. Ceci revient à considérer la structure comme un tout, où chaque dommage est irréparable, avec le même niveau d'importance. On peut aussi transformer ces critères en critère global en sommant les critères locaux pondérés. Nous avons retenu la proposition de Wen *et al.* (2004) qui proposent d'utiliser comme paramètre

de pondération le poids propre $w$ de chaque élément structurel considéré par les $N$ indicateurs locaux. notre critère global deviendra donc :

$$DI_g = \frac{\sum_{i=1}^{15} w_i \delta_i}{w_i} \tag{V.2.16}$$

avec $DI_g$ l'indicateur de dommage global, $\delta_i$ l'indicateur local de chaque élément structurel $i$ et $w_i$ le poids propre de celui-ci. La valeur de $\delta$ retenue dans ce calcul est la plus pénalisante des deux mécanisme hors-plan et dans le plan.

## V.3 Vers des courbes de fragilité : courbes de fragilité pour NDG

Nous présentons ici les premiers résultats en terme de courbes de fragilité obtenus avec les outils que nous avons jusqu'ici développés ou adaptés aux MH : modèle linéaire recalé, modèle non linéaire recombiné, critères dans et hors plan adaptés à la maçonnerie. Ces premières courbes appellent à d'autres études et incitent à divers tests auxquels nous n'avons pas pu procéder dans le cadre temporel restreint de ce travail.

### V.3.1 Courbes globales, utilisant le modèle complet linéaire

La figure V.37 présente les courbes de fragilité obtenues en utilisant le modèle linéaire, une analyse sur base modale et les critères en contrainte exposés en section V.2.3.c. On voit que les courbes sont très raides et rapprochées, ce qui tendrait à suggérer des critères trop bas.

Toutefois, la figure V.38 présente la même analyse, après légère modification du critère : on ne sélectionne plus la contrainte la plus élevée, mais la contrainte au delà de laquelle se situent 2% en surface des mailles de la structure. On constate que ce changement a non seulement décalé les courbes vers la droite, traduisant une réduction de la vulnérabilité évaluée, mais aussi les a aussi desserrées.

Il serait donc nécessaire de faire une étude paramétrique pour déterminer un pourcentage minimum de mailles concernées par le critère. Cela permettrait de ne pas surestimer l'importance des zones à la limite, visibles comme des mailles isolées du maillage seuillé. En effet, dans

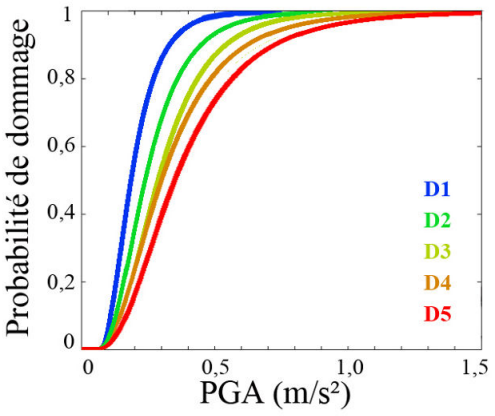



Fig. V.37 Courbes de fragilité pour NDG, église type n° 5 : analyse linéaire temporelle sur base modale et critère en seuillage des contraintes de traction.

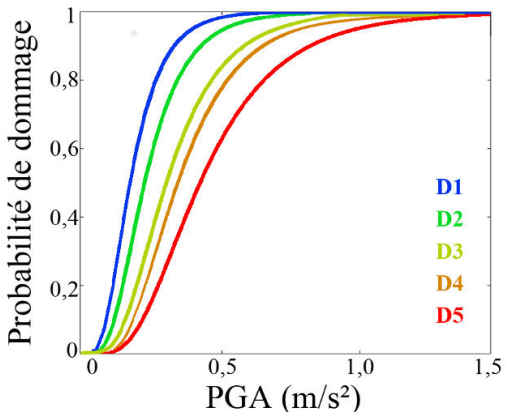



Fig. V.38 Modification du critère en seuillage des contraintes de traction : 2% de la surface de la structure doivent atteindre les seuils fixés.

le premier cas, quelques mailles très dispersées, représentant moins de 1% du maillage total, brouillaient les résultats. Or, outre le danger à quantifier pour la structure, il n'est pas possible de certifier qu'il ne s'agissait pas d'un artefact de modélisation, dû par exemple à un problème de maillage.

D'autre part, il serait très intéressant de développer un outil permettant de prendre en compte la forme de la zone où le critère est violé. On pourrait ainsi distinguer un endommagement peu marqué (sur une seule face de la plaque) d'un endommagement très localisé mais important, fissure sur peu de mailles de large par exemple, pour lequel un pourcentage en surface ou en volume de la structure ne suffit pas.

### V.3.2 Courbes utilisant le modèle construit par AMNL

Rappelons ici que l'AMNL, méthode de substitution, n'est valable que pour des sollicitations pas trop importantes, soit des sollicitations ne générant pas de non-linéarités trop importantes dans la structure. Par exemple, on a montré qu'avec une accélération de 1g, cette méthode n'était plus valable pour NDG dont les propriétés vibratoires étaient déjà trop modifiées. Il conviendrait donc, comme nous l'avons souligné plus haut, de définir quel est le seuil à partir duquel cette analyse ne peut plus être utilisée, pour chaque type structurel proposé ici. En effet Chopra et Goel (2001) puis Tataie *et al.* (2012) ont montré que ce type d'analyse ne pouvait être utilisée quel que soit l'endommagement. Chopra et Goel (2001) montrent que les erreurs par rapport à l'analyse dynamique non linéaire, sur un même bâtiment, passent de 0,2 à 1,6% de la hauteur du bâtiment selon les étages, à 16 % maximum en passant à une sollicitation 1,5 fois plus élevée.

#### a Définition des courbes par zone de ruine

Les figures V.39a et V.39b présentent les jeux de courbes obtenus les mécanismes de ruine considérés le plus et le moins probable, respectivement le déversement du fronton entre la nef et le chœur et le cisaillement du gouttereau droit du chœur. On peut voir qu'effectivement ils ne présentent pas du tout la même probabilité d'occurrence, et se déclenchent à des intensités sismique très différentes.

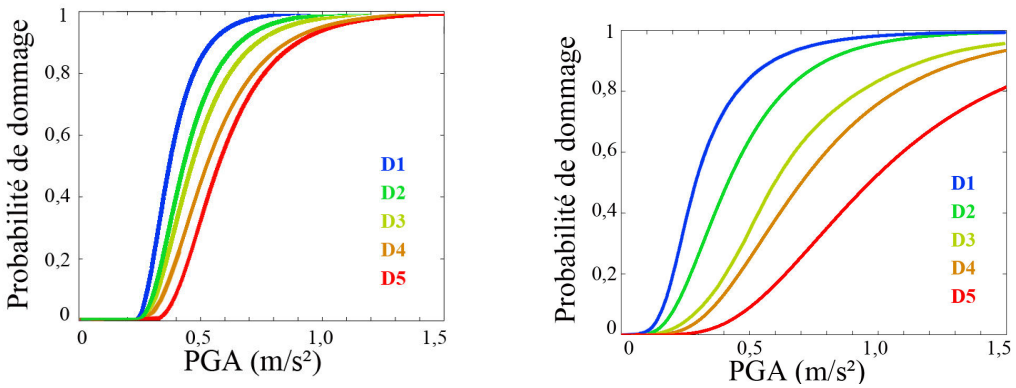



Fig. V.39 Courbes de fragilité par mécanisme de ruine sur une zone prédéterminée. a) Déversement du fronton entre la nef et le chœur (Tymp 37). b) Cisaillement du gouttereau droit du chœur (Gout61).

### b Définition d'un jeu de courbes global

La figure V.40 présente le jeu de courbes obtenu en sélectionnant le mécanisme le plus pénalisant sous chaque sollicitation testée. On voit que les courbes sont identiques à celles de la figure V.39a pour le fronton entre la nef et le chœur, car ce mécanisme est clairement le plus pénalisant. En effet on a déjà souligné que cet édicule constituait un point de faiblesse marquée dans tous les édifices du patrimoine étudié ici où la nef et le chœur ne sont pas sous une seule et même toiture.

Pour le jeu présenté en figure V.41, nous avons combiné les critères selon l'équation V.2.16. On voit que cette recombinaison permet de pondérer les modes de ruine d'éléments peu importants en taille : le déversement du fronton entre le chœur et la nef ne représente qu'une petite partie de la masse de la structure. On peut considérer que la ruine de ces derniers ne serait pas extrêmement pénalisante pour la structure entière, même d'un point de vu patrimonial, et pourrait être réparer sans causer de dommages irréversibles.

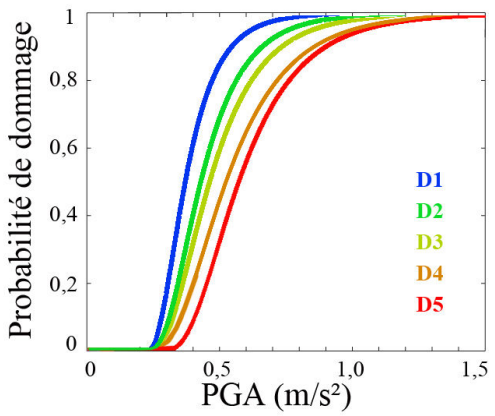



Fig. V.40 Courbes de fragilité sur l'ensemble de la structure par sélection du mécanisme le plus pénalisant.

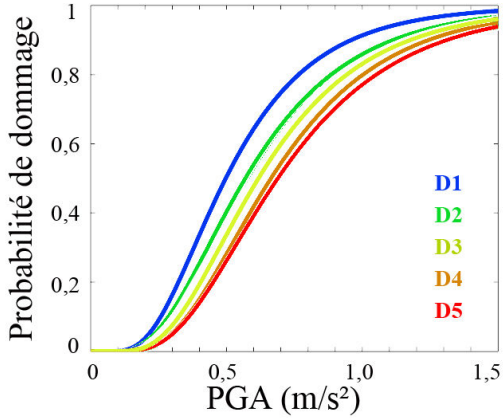



Fig. V.41 Courbes de fragilité sur l'ensemble de la structure par la somme pondérée de chaque critère.

### c Influence de la définition des critères

Il serait extrêmement intéressant de tester l'influence des choix effectué jusqu'ici sur les courbes de fragilité. Par exemple nous avons montré que le choix des modes prépondérants ou du point de contrôle pour l'AMNL influait énormément sur le comportement du modèle de substitution. La figure V.42 présente les même résultats que la figure V.41 mais réalisés avec le modèle présenté en section V.1.4.c pour montrer l'influence du choix du point de contrôle. On peut voir que les variations entre les deux modèles s'amplifient avec l'intensité des sollicitations. Le tirage statistique des courbes de fragilité ne lisse en rien les différences entre les deux modèles. Il est donc nécessaire de s'interroger sur la définition d'une limite à partir de laquelle il ne serait plus pertinent de "complexifier" les analyses. En effet on ajoute à chaque étape des incertitudes qu'il faut pouvoir quantifier au moment de la lecture des résultats.

De même, il serait intéressant de tester les possibilités du critère recombiné Il faudrait notamment quantifier l'influence des pondérations utilisées, et vérifier si, dans le contexte des MH en maçonnerie, la pondération utilisée est pertinente. D'autre part, il pourrait être intéressant d'introduire une pondération supplémentaire permettant de prendre en compte l'altitude du macro-élément auquel est associé le mécanisme considéré. En effet, les zones en hauteur de-

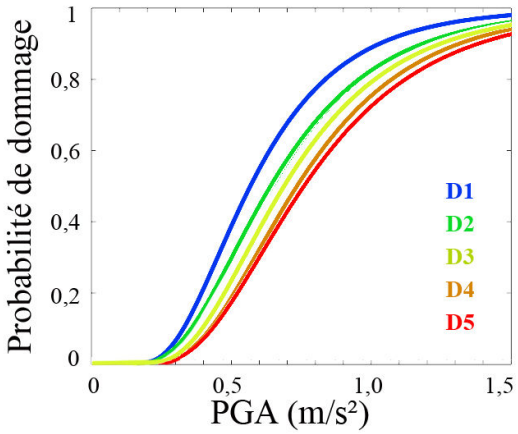



Fig. V.42 Courbes de fragilité sur l'ensemble de la structure : changement du point de contrôle pour l'AMNL.

vraient peser plus lourd en terme de vulnérabilité que les zones près du sol, où l'accélération transmise par la structure sera moindre.

# Conclusions et perspectives

L'objectif de ce travail était de proposer une méthode d'analyse de vulnérabilité sismique adaptée à l'étude d'un patrimoine historique complet très étendu, indépendamment de la renommée des bâtiments. D'autre part nous souhaitions utiliser pour l'étude de ces édifices anciens toutes les potentialités des techniques proposées aujourd'hui pour les édifices modernes : modélisations numériques non-linéaires, mesures vibratoires, analyse multi modale non-linéaire etc. En effet la grande vulnérabilité sismique du patrimoine ancien, très souvent en maçonnerie, impose, afin d'éviter tout dommage irréparable, de se donner les moyens d'intervenir en amont pour éventuellement renforcer préventivement les édifices qui en ont besoin. Notre démarche devait donc répondre à trois impératifs principaux.

Tout d'abord les outils de choix qu'il nous fallait proposer devaient être basés sur une *connaissance à grande échelle d'un patrimoine* afin de ne pas être amené à devoir laisser de côté les ouvrages les moins prestigieux. En effet le diagnostic d'un patrimoine complet concerne de très nombreux bâtiments, plus de 200 dans le cas traité ici. Cela nécessite de recourir à des méthodes d'analyse de vulnérabilité dites "à grande échelle" car traiter chaque structure individuellement dès le départ demanderait d'en ignorer arbitrairement. Or les méthodes d'étude de vulnérabilité à grande échelle utilisées pour le bâti moderne, notamment les courbes de fragilité, apportent des résultats intéressants mais ne sont pas adaptées aux particularités des édifices anciens.

D'autre part il était nécessaire d'offrir une analyse pertinente du comportement sous séisme de structures historiques maçonnées, et ce même pour un diagnostic préliminaire. Certes les avancées actuelles en terme de modélisation de la maçonnerie permettent de prendre de mieux en mieux en compte à petite échelle les spécificités de ce matériau complexe, voire de proposer des diagnostics particulier de portions de bâtiments. Mais ils ne permettent pas encore la prise en compte efficace des *deux échelles d'études*, patrimoine complet et bâtiment particulier. En effet les modèles donnant les résultats les plus précis sont très lourds, complexes à identifier pour des structures peu connues et réservés à des études de cas très spécifiques, sur des édifices prestigieux. À l'opposé, les méthodes d'analyse de vulnérabilité admises pour les monuments historiques, telles que les analyses cinématiques ou géométriques, soit ne permettent pas de travailler à l'échelle d'un territoire de par leur complexité ou la lourdeur de leur mise en œuvre, soit ne fournissent pas d'informations mécaniques suffisamment précises sur le comportement des ouvrages pour pouvoir bâtir les étapes suivantes d'une méthode hiérarchisée. L'avantage d'une méthode de diagnostic basée sur la modélisation numérique par Éléments Finis (EF) de bâtiments historiques et leur réponse vis-à-vis des séismes est d'ouvrir la possibilité d'une hiérarchisation des niveaux de modélisation car les modèles structuraux peuvent y être affinés progressivement, au fur et à mesure de la sélection des bâtiments à risque.

Enfin, le diagnostic des édifices anciens en maçonnerie doit gérer un nombre important d'incertitudes voire d'inconnues. Celles-ci sont liées autant à la structure, à sa mise en œuvre, aux

matériaux utilisés et leur état de conservation qu'aux sollicitations, tant statiques que dynamiques.

Nous avons choisi d'étudier le patrimoine cultuel des hautes vallées du tour de Savoie pour son intérêt patrimonial, sa localisation dans la zone de sismicité la plus élevée de France métropolitaine, le grand nombre d'édifices en maçonnerie concernés et l'intérêt des édiles locaux. En sus des trois impératifs principaux exposés, d'autres difficultés étaient donc directement liées au patrimoine que nous avons étudié et à sa localisation. Tout d'abord, être dans une zone à sismicité modérée constituait une difficulté supplémentaire. En effet les ressources mobilisables pour étudier ce risque y sont limitées. Les retours d'expérience sont très peu fréquents et peu étendus. Même pour les derniers séismes ayant affecté le patrimoine français, il n'existe pas d'inventaire exhaustif des dommages. De plus, le patrimoine cultuel baroque des Hautes vallées de Savoie n'avait jamais été étudié, à l'exception du travail de Oursel (1975), du point de vue d'un historien de l'art, et sur une partie des églises seulement. Il ne constituait donc pas un ensemble bien défini aux caractéristiques structurelles bien connues. Enfin, il s'agit d'une architecture vernaculaire rustique et le plus souvent très peu entretenue. La maçonnerie, très rarement appareillée, est donc dégradée, avec des propriétés peu aisées à évaluer.

Compte tenu des fortes contraintes exposées jusqu'ici, nous avons proposée la démarche suivante, transposable à tout autre patrimoine :

1. Recenser, comprendre et décrire les caractéristiques structurelles de tous les édifices du patrimoine étudié afin de proposer des typologies structurelles adaptées
2. Modéliser et reproduire le comportement dynamique des types d'ouvrages.
3. Construire des courbes de fragilité pour chaque type structurel et pour les bâtiment les plus à risque, en s'appuyant sur des critères seuils adaptés.

Dans le cadre de la première étape, nous avons donc d'abord procédé à un recensement complet de tout le patrimoine concerné, soit 204 bâtiments construits ou fortement modifiés au XVIIe et XVIIIe siècles dans les Hautes Vallées de Savoie. Les diverses archives consultées nous ont permis de reconstituer les grandes étapes de l'histoire de la plupart des édifices pour en comprendre l'évolution.

Puis grâce à l'usage de la photogrammétrie, nous avons été en mesure de relever l'ensemble des bâtiments du patrimoine défini comme objet d'étude, malgré des contraintes de temps et de moyens importantes. Cette méthode nous a permis non seulement de relever de façon suffisamment précise les géométraux des ouvrages pour pouvoir les utiliser lors de la création des modèles numériques, mais aussi d'en effectuer un relevé sanitaire précis. Zones de dégradation humide, taille et localisation des fissures, affaissement des arcs et des voûtes sont maintenant des informations disponibles pour une majorité des édifices du patrimoine traité.

Enfin, nous avons décrit chaque structure pour en distinguer les spécificités et les points communs avec d'autres ouvrages de l'ensemble étudié. Nous pouvons ainsi proposer 2 typologies adaptées, permettant de décrire et de classer tous les ouvrages en 8 types d'églises et 4 types de chapelles. Elles sont maintenant regroupées par ensembles structurels présentant a priori le même comportement sous séisme et les mêmes mécanismes de ruine. Pour ce faire, nous nous sommes appuyés sur les critères italiens, établis à partir de nombreux retours d'expériences sur le terrain après séismes destructeurs. Ceci répond au premier impératif de travail à grande échelle, nécessitant de limiter le nombre de modèles numériques à utiliser. Le calcul de l'indice de vulnérabilité adapté aux églises, proposé par le code italien, n'a pas infirmé les typologies proposées, mais souligné leur bonne homogénéité.

Il serait d'abord extrêmement intéressant d'approfondir l'étude du patrimoine ainsi constitué et d'exploiter les informations regroupées, sous un autre angle que celui utilisé ici, comme

l'histoire de la construction ou des techniques. En effet nous avons par exemple souligné que le gros oeuvre paraissait dépendre du maçon et de son aire d'influence tandis que le second oeuvre semblait ne dépendre que de la zone géographique et de ses spécificités. Mais faute de pouvoir étudier en détail l'histoire de chaque chantier, cette hypothèse n'a pu être démontrée plus avant dans le cadre de ce travail. De même, l'influence des architectes de l'Intendance du Duché de Savoie ou des maçons du Val du Suse et leur importance respective reste à quantifier pour comprendre l'émergence de types structuraux particuliers comme les églises halle ou l'apparition des coupoles dans cette architecture vernaculaire souvent rustique.

D'autre part nous avons montré l'intérêt de l'usage de la photogrammétrie. Toutefois, nous n'avons pas pu utiliser les développements les plus récents de cette dernière, notamment l'utilisation d'appareils photo embarqués sur des drônes. Ceci nous aurait permis de reconstituer toutes les parties des édifices et non uniquement les parties visibles du sol. Notre diagnostic sanitaire n'est donc pas complet et mériterait d'être poursuivi dans cette voie. De plus, la photogrammétrie permettrait de suivre l'évolution de l'endommagement des ouvrages et l'éventuelle augmentation de la fissuration. En cas de séisme, il serait aussi possible de comparer les relevés avant/après événement.

En deuxième étape, nous avons développé une méthode complète de construction de modèles numériques, adaptée au travail à l'échelle d'un territoire, à la complexité des monuments anciens, à leur protection et à une sismicité modérée.

Nous avons d'abord proposé un pré-processeur pour produire des maillages de façon automatisée et rapide afin de pouvoir intégrer les exigences d'un vaste patrimoine. Les maillages ainsi construits peuvent à la fois décrire des structures comportant des formes complexes comme des arcs brisés, des voûtes ou des façades en biais, mais ils sont aussi entièrement paramétrés ce qui autorise l'utilisateur à décrire les variations au sein d'un type structurel. Ils peuvent aussi être découpés en macro-éléments afin de tenir compte des différentes époques de construction et des différents types de matériaux.

Puis nous avons mesuré in situ la dynamique de vingt églises afin de caler des modèles aux éléments finis. Pour cela nous avons utilisé l'analyse modale expérimentale sous bruit de fond ambiant comme sollicitation. Nous avons montré que ce type d'analyse modale opérationnelle était tout à fait adaptée et pertinente pour des édifices maçonnés anciens et complexes géométriquement. Nous avons montré comment ces mesures pouvaient être exploitées avec deux objectifs. D'une part des jeux de mesures partielles nous permettent d'évaluer les principales caractéristiques mécaniques de la maçonnerie des ouvrages, et d'adapter au patrimoine étudié les valeurs issues de la bibliographie. Pour cela nous minimisons l'erreur en fréquence entre le modèle d'un macro-élément bien identifié de chaque structure et les fréquences mesurées. Cette étape nous permet donc, avec peu de mesures, de valider les types structuraux établis pour un nouvel ensemble patrimonial et de vérifier la pertinence des hypothèses de modélisation. De cette façon nous déterminons aussi les plages de valeurs dans lesquelles faire varier les caractéristiques des matériaux attribuées aux modèles lors de la construction des courbes de fragilité par type structurel. D'autre part, sur chaque église représentative d'un type ou chaque édifice que l'on souhaite étudier, nous procédons à un calage complet reposant sur une étude dynamique de l'ensemble du bâtiment. De cette façon nous pouvons caler et valider nos modèles dans leur domaine élastique, en déterminant un jeu de valeurs pour lesquelles l'écart entre les deux bases modales est minimisé. Pour ce faire nous avons proposé des fonctions erreur en fréquence et en déformée dont nous avons montré l'influence, tout comme la taille du modèle et le nombre de paramètres retenus. Ces calages partiels et globaux nous ont ainsi permis de proposer des règles de modélisation pertinentes pour le patrimoine étudié - prise en compte des fondations, simplification de la charpente, division en sous-structures - et des plages de caractéristiques mécaniques pour les matériaux utilisés.

Cette méthode en six étapes bien identifiées, maillage, préparation des modèles, mesures, affinement des valeurs bibliographiques, calage par macro-élément puis calage global, a donné de très bons résultats utilisée sur deux églises de l'ensemble étudié. Dans les deux cas le comportement dynamique de l'ouvrage est bien décrit, avec des bases modales expérimentales et numériques très proches. D'autre part, nous avons montré que cette méthode était tout à fait adaptée à un travail à grande échelle. Les étapes quatre à six permettent d'améliorer progressivement puis de valider le modèle initial. La quatrième, définition des paramètres les plus basiques de l'ensemble patrimonial, peut n'être faite qu'une fois dans le cas d'un nouveau patrimoine à étudier étendu. Les deux dernières étapes permettent un bon calage en optimisant la taille des modèles, le nombre de variables et le choix de la fonction cible. Ces étapes peuvent être aisément répétés à grande échelle pour chaque type de structures.

Concernant les hypothèses générales de modélisation, nous avons utilisé des éléments plaques, en deux dimensions que ce soit dans les modèles linéaires ou non linéaires. Nous avons fait ce choix guidés par l'impératif de légèreté des modèles et de la construction des maillages, ainsi que par la qualité des informations mécaniques fournies par ces modèles au vu de leur facilité de mise en oeuvre. Nous nous sommes appuyés pour cela sur les travaux de Silva (2012); Silva *et al.* (2014) et de Casarin et Modena (2007) qui montraient la validité en première approche de ces éléments. Mais il serait intéressant d'interroger cette hypothèse de départ, notamment pour la suite de la méthode, avec des modèles plus détaillés. D'autre part, il semble important de se donner les moyens de prendre en compte le mode de ruine par effeuillage de la maçonnerie, courant dans les murs multi-couches. Nous avons apporté un début de réponse en utilisant des plaques multi-couches dans le modèle non-linéaire pour analyse dynamique temporelle, ce qui nous permet de distinguer des couches de caractéristiques mécaniques différentes dans l'épaisseur du mur. Mais cette piste reste à creuser, notamment pour simuler l'interaction des différentes couches entre elles et la modification du comportement général de la plaque après ruine d'une couche externe, comme nous l'avons décrit.

Le préprocesseur de maillage est très efficace mais pourrait être encore amélioré. D'une part, il serait intéressant de pouvoir choisir entre éléments plaques ou éléments volumiques, afin de disposer d'un outil adapté à toutes les étapes de la méthode générale de diagnostic, des premières, les plus qualitatives, aux plus détaillées. D'autre part une amélioration de l'interface utilisateur, par exemple par une interface graphique telle que celle utilisée dans MicMac pour les masques de sélection, permettrait d'utiliser directement les plans et élévations sans retraitement de ceux-ci. Ceci donnerait aux architectes, techniciens du patrimoine ou utilisateurs non avertis, la possibilité d'une utilisation "en boîte noire" du préprocesseur pour les études initiales.

Nous avons souligné que ni le calcul des indices de vulnérabilité de nos bâtiments effectué selon la méthode proposée par le code italien, ni les résultats des mesures vibratoires, n'avaient infirmé la typologie d'églises proposée. Toutefois la validation effectuée ici n'est pas encore complète. Pour cela nous proposons d'utiliser toutes les mesures effectuées afin de procéder au même travail sur les travées de nef que sur les clochers. Nous pourrons ainsi d'une part estimer les caractéristiques dynamiques des nefs selon le type structurel de l'église et valider alors pleinement, ou infirmer, la typologie proposée et la pertinence des critères retenus. D'autre part, nous pourrons adapter si besoin les caractéristiques des matériaux et alléger les calages ultérieurs sur les macro-éléments.

La méthode de construction et de validation des modèles numériques n'a été testée et vérifiée que sur le type structurel n° 5. Il serait nécessaire de la mettre en oeuvre sur d'autres types, notamment les types à trois nefs. Ceci permettrait d'une part de définir les macro-éléments pertinents pour ces types structuraux s'ils diffèrent de ceux sélectionnés pour les types à une nef, d'autre part de vérifier si le comportement de ces édifices peut être efficacement décrit de cette façon. Dans ce cas, nous aurions la preuve que la méthode proposée peut être transposée

à n'importe quel autre patrimoine en zone de sismicité modérée. À plus long terme et pour poursuivre cette validation, tester la méthode sur d'autres types de constructions comme les pans de bois ou les charpentes en tant que structures à part entière, semble être une perspective très intéressante. Dans ce dernier cas, ce pourrait être une aide précieuse à la modélisation si la position et le nombre de capteurs utilisés permettent de déterminer le degré de simplification numérique acceptable.

La troisième étape visait à proposer un diagnostic de vulnérabilité des édifices sous forme de courbes de fragilité. Ceci nécessitait d'abord de s'assurer de notre capacité, à cette étape de la méthode globale, à fournir une évaluation structurelle pertinente d'un édifice ancien.

Dans ce cadre, il était nécessaire de disposer d'un modèle de matériau nous permettant de tenir compte du comportement fortement non-linéaire de la maçonnerie sous sollicitations sismiques, tout en conservant la légèreté des modèles établis précédemment. Nous avons utilisé le modèle discret de Vassaux *et al.* (2015a,b) pour identifier et modifier un modèle plaque formulé initialement pour du béton. Le procédé est efficace et nous a permis de proposer un modèle de maçonnerie continu cohérent en traction, compression et cisaillement. Ce procédé d'identification constitue, de plus, une réponse très intéressante à de nombreux problèmes rencontrés dans les MH, en particulier la difficulté de faire des essais in situ et de reproduire la réalité en laboratoire.

Puis nous avons montré la bonne cohérence des résultats obtenus par des analyses de plus en plus raffinées : analyse cinématique, analyse modale, analyse temporelle linéaire et sur base modale, et enfin analyse dynamique temporelle non-linéaire. Nous avons montré l'intérêt de combiner ces différentes approches pour réduire au maximum l'impact des nombreuses incertitudes, dues à la réalité des structures traitées, sur le diagnostic final. Par exemple, les renseignements fournis par une première analyse linéaire, bien que qualitatifs, permettent de guider l'élaboration des modèles ultérieurs. D'autre part nous avons montré par les analyse temporelles non-linéaires que les signaux de l'Eurocode8 (2004), utilisés en France sur tous les bâtiments, n'étaient pas adaptés à la discrimination des structures anciennes maçonnées. En effet, sous séismes réglementaires la structure type testée est totalement endommagée bien avant la fin du signal. Nous avons aussi montré que, au-delà des premiers dommages, les cinématiques d'endommagement de l'édifice différaient selon le niveau de sollicitation sismique. Les séismes à période de retour élevée font apparaître un mode de ruine par compression du pied du clocher, et accentuent la dissymétrie entre les 2 côtes de la nef et du chœur causée par l'irrégularité de la structure en plan.

D'autre part, pour pouvoir effectuer les séries d'études dynamiques nécessaires à l'élaboration des courbes de fragilité, il était nécessaire de disposer d'un modèle structurel non-linéaire suffisamment léger. À cet effet, nous avons utilisé la méthode d'analyse modale non-linéaire modifiée proposée par Brun (2002); Tataie *et al.* (2012) pour des édifices modernes. Elle présente des résultats suffisamment proches de ceux obtenus par analyse dynamique temporelle pour que nous puissions les utiliser pour construire les courbes de fragilité. Le gain de temps de caclcul est très important et permet de passer de plusieurs centaines d'heures CPU à un calcul presque instantané. Toutefois nous avons souligné les difficultés rencontrées pour adapter cette méthode conçue pour des édifices modernes assez réguliers à des ouvrages anciens complexes. Tout d'abord la sélection des modes pour lesquels utiliser des oscillateurs non-linéaires ne peut se faire automatiquement sur le seul critère du numéro du mode et de sa masse modale. Nous avons montré que les modes sélectionnés devaient être associés à des mécanismes de ruine pertinent, identifiés par les analyses temporelles initiales. D'autre part la notion de point de contrôle est à interpréter avec précaution car l'édifice ne présente pas un comportement monolithique. Les points de contrôle potentiels situés sur des macro-éléments différents présentent des comportements en déplacement très variés d'un point à un autre, ce qui n'est pas le cas dans les structures modernes aux planchers rigides. Enfin, les modes de torsion étant très nombreux dans

ces édifices irréguliers, il n'est pas pertinent de traiter une direction après l'autre. La recombinaison des participations des différents oscillateurs est nécessaire et mériterait de plus amples investigations.

Ces analyses nous ont permis de proposer deux critères seuils d'endommagement, adaptés à ces structures maçonnées anciennes, nécessaire à la définition statistiques des différents niveaux de ruine pour les courbes de fragilité. Le premier est local, basé sur les cartes des contraintes principales en traction. Nous l'avons calé grâce aux conclusions des analyses non-linéaires. La comparaison des zones désignées comme endommagées avec les photos d'archives des édifices étudiés et les descriptions des modes de ruine dans le code italien valident la pertinence de ce critère. Le second est global et utilise le déplacement de points de contrôle, à la façon du déplacement inter-étage couramment utilisé en génie civil.

Ces différents outils nous ont permis de construire deux jeux de courbes de fragilité pour l'église représentative du type structurel n° 5. En première approche, l'analyse temporelle sur base modale permet de détecter le premier niveau de dommage, soit la fin du domaine élastique. Cette information est utile à grande échelle puisqu'elle permet de sélectionner les structures à risques et les zones à surveiller plus précisément selon le type structurel envisagé. Nous avons ainsi montré que les édifices à risques seront particulièrement nombreux parmi les églises de par leur élancement et leur irrégularité en plan et en élévation. En seconde approche, le modèle construit par AMNL permet de distinguer les probabilités de 3 niveaux de dommage selon l'intensité sismique. Nous avons souligné ici l'importance du choix des valeurs seuils et du choix des modes utilisés pour les recombinaison.

Grâce au modèle discret nous avons pu identifier un modèle continu homogénéisé pour la maçonnerie, outil essentiel pour un diagnostic de vulnérabilité. Toutefois l'utilisation de DEAP dans ce contexte mériterait d'être plus amplement validée. Tout d'abord, multiplier les tests, par exemple sur d'autres campagnes d'essais regroupant différents types de maçonneries bien documentées, nous permettrait de valider cette utilisation d'un modèle qui n'avait pas été conçu initialement dans ce but. Il serait aussi intéressant de comparer les résultats obtenus avec d'autres modèles discrets, intégrant par exemple les trois dimensions.

Les résultats présentés ici basés sur l'AMNL constituent un point de départ pour une réflexion sur l'utilisation de cette méthode sur des édifices anciens, avec un matériau fragile et une géométrie complexe tout à fait irrégulière. En effet, cette méthode est basée sur une hypothèse de modes bien découplés, ce qui n'est pas vérifié dans ces structures. Il serait donc nécessaire de chercher à définir plus en profondeur les implications de cette hypothèse et de son non respect. Son impact sur la réponse du modèle équivalent global devrait être clairement déterminé, notamment, comme nous l'avons souligné, dans le cadre de la recombinaison suivant les différentes directions. De même l'influence du choix des modes traités par oscillateurs non-linéaires mériterait d'être précisée puisque nous avons montré qu'elle était importante.

D'autre part l'AMNL classique utilisée ici repose sur l'idée que les déformées modales ne varient pas au cours du temps. Or la maçonnerie est un matériau fragile, et l'analyse modale expérimentale a montré que l'endommagement des structures s'accompagnait d'une baisse de fréquence. À priori la déformée variera donc de façon importante en fonction de l'endommagement. Tataie *et al.* (2012) par exemple propose une version adaptative du pushover multimodal, en utilisant un modèle d'oscillateur avec dégradation des déformées Brun *et al.* (2003); Brun (2002); Brun *et al.* (2011). Il serait donc intéressant de vérifier si la prise en compte de cette évolution des déformées au long du processus d'endommagement permet de lever les difficultés rencontrées ici sur ce point. Cependant, si cette méthode est étudiée pour les structures en béton armé, la littérature ne propose que très peu d'études pour les édifices maçonnés (Galasco *et al.*, 2009). C'est donc un champ d'investigation très ouvert pour prendre en compte les spécificités du matériau maçonnerie et de ces édifices, comme la présence de planchers souples. Par exemple,

le pilotage actuel du modèle de Brun par le maximum de déplacement en tête de la structure est problématique pour des structures géométriquement complexes, comme nous l'avons montré pour les points de contrôle.

Les critères seuils d'endommagement ont été validés en première approche. Il serait tout d'abord intéressant de les affiner en utilisant des bases de recensement de dommages post-sismiques comme celle de Doglioni *et al.* (1994). Cela permettrait de caler les courbes qu'ils permettent d'obtenir sur des probabilités d'occurrence de ruine validées par l'expérience pour un patrimoine donné. D'autre part ces critères restent très rustiques. Notre rapide revue de littérature a montré que plusieurs types d'indicateurs existaient et permettaient de prendre en compte de façon plus fine les phénomènes conduisant à l'endommagement. Un indicateur de dommage combiné, intégrant à la fois des informations locales et globales, serait très intéressant pour tenir compte à la fois des comportements singuliers des macro-éléments puisqu'on a montré que ceux-ci étaient assez découplés, et de celui de la structure générale. Les deux indicateurs combinés présentés devraient être adaptés à la maçonnerie en identifiant les paramètres de pondération sur des bases de données expérimentales.

Il serait aussi intéressant d'utiliser pleinement les possibilités offertes par le pré-processeur et de construire les courbes de fragilité pour un type. Cela permettrait de mesurer l'importance des variations géométriques sur la vulnérabilité d'ouvrages au comportement a priori identique. Pour cette étude, nous proposons plusieurs critères géométriques : la largeur de la nef donc la portée des voûtes et leur épaisseur, l'élancement des murs gouttereaux de la nef et du chœur et la position du clocher, accolé au choeur, au chevet ou à la nef.

Enfin, le cadre temporel très serré d'une thèse ne nous a pas permis d'aborder l'analyse des effets des solutions de confortement usuelles telles que tirants ou injections. Il est toutefois clair que les outils proposés par ce travail se prêteront à ce thème. Leur utilisation hiérarchisée permettra par exemple de définir si la solution choisie a un effet localisé ou si des répercussions dans les autres zones de l'ouvrage sont à attendre. Des tests sur l'influence des choix de confortement sur les courbes de fragilité seraient très intéressants et devraient permettre de discuter l'intérêt de cette solution en terme de réduction de la fragilité sismique et de définir pour chaque solution le meilleur rapport entre investissement financier, modification architecturale de l'ouvrage et intérêt structurel.

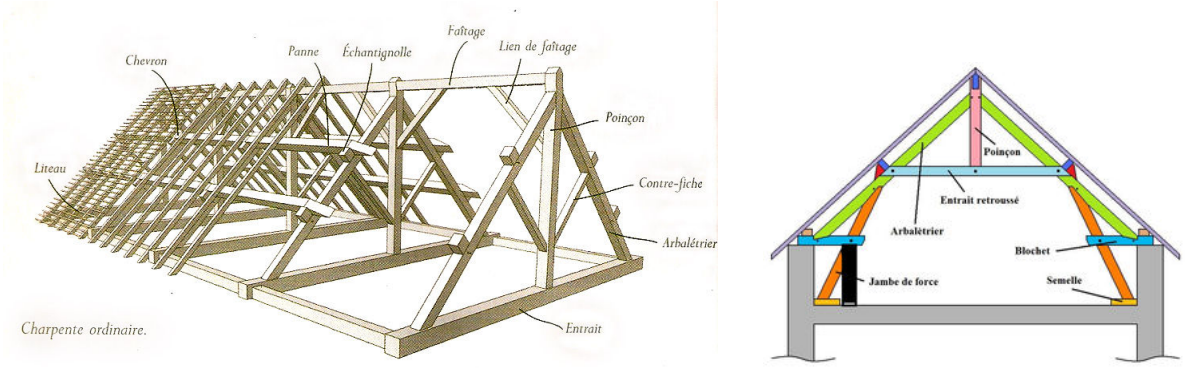
# Annexe A

# Glossaire

**ACMH** : Architecte en Chef des Monuments Historiques : 37 architectes, recrutés par un concours d'État, spécialisés dans la restauration des édifices, des ensembles monumentaux ou dans la mise en valeur des sites, classés ou protégés.
**Arbalétrier** : Cf. charpente.
**Arc doubleau** : Arc saillant séparant deux voûtes ou fractionnant un berceau.
**Arc en plein cintre** : arc dont la courbe correspond à un demi-cercle complet.
**Arc formeret** : Arc engagé dans un mur et recevant la tête d'une voûte en berceau ou un voûtain de voûte d'arêtes ou d'ogives.
**Arc surbaissé** : Arc dont la montée ou hauteur est inférieure à la moitié de son ouverture ou portée. Son centre est donc situé au-dessous de sa naissance.
**Arc triomphal** : arc de maçonnerie séparant la nef et le chœur d'une église.
**Bac acier** : Tôle galvanisée nervurée à ondulations en forme de U, faiblement creux. Ces tôles sont conçues pour s'emboîter les une aux autres afin d'assurer l'étanchéité de la toiture. Les bacs peuvent être zingués, galvanisés, laqués ou traités pour devenir inoxydables.
**Bande lombarde** : Élément d'architecture caractéristique du premier art roman méridional originaire de Lombardie. Composée de pilastres de faible saillie, répétés à intervalles réguliers sur les murs des façades, des campaniles ou des absides, et reliés à leur sommet par une frise d'arcatures en plein-cintre, Elle joue essentiellement un rôle décoratif.
**Base Mérimée - Base Palissy** : La base Architecture-Mérimée est une base nationale documentaire qui recense tous les édifices protégés (inscrits ou classés) au titre des monuments historiques, dans lesquels peuvent être conservées des œuvres mobilières elles-mêmes protégées. Ces dernières sont étudiées dans la base Palissy.
**Blochet** : Cf. charpente. Pièce de bois placée horizontalement et formant une jambe de force avec le pied d'un arbalétrier.
**Boutant** : Qui contrebute, soutient, épaule une construction. On le retrouve dans arc-boutant ou collatéraux boutants puisque ces derniers reprennent les poussées des voûtes de la nef.
**Campanile** : Ici, désigne la lanterne ou le petit clocher à jour, qui au dessus d'un édifice, contient des cloches, une horloge, etc.
**Charpente** : Fig. A.1. La charpente dite traditionnelle est constituée de fermes, de pannes et de chevrons. La ferme, assemblage de plusieurs pièces de bois massif, constitue l'élément essentiel d'un comble d'une toiture. C'est elle qui transmet le poids général de la couverture aux porteurs verticaux, murs ou poteaux. Les arbalétriers, l'entrait et le poinçon forment le réseau principal et travaillent en compression ou en traction. Les contrefiches, les jambes de force, les diagonales

et les potelets forment le réseau secondaire d'une ferme et servent à trianguler la ferme pour assurer sa rigidité.

**Chevet** : Extrémité du chœur d'une église ou chapelle derrière le maître-autel et le sanctuaire




a) b)

Fig. A.1 Charpente traditionnelle. a) Termes de charpente les plus courants. b) Ferme à entrait retroussé.

de l'église. Il comprend l'ensemble des murs, fenêtres et toiture du chœur, du déambulatoire s'il y en a un et, éventuellement, de la ou des chapelles.

**Chevron** : Cf. charpente. Il répartit le poids de la toiture sur les pannes et est disposé dans le sens de la pente.

**Chœur** : Le chœur liturgique est la partie de l'église réservée au clergé, tandis que le chœur architectural désigne l'ensemble de la nef située autour du chœur liturgique (collatéral du chœur). Le chœur peut donc comprendre plusieurs travées et se terminer par une abside cintrée ou polygonale, mur plein s'il n'y a pas de déambulatoire ou rond-point dans le cas contraire, ou par le mur plat d'un chevet plat.

**Collatéral, aux** : Vaisseau latéral de la nef d'une église, de part et d'autre du vaisseau central. Il peut exister plusieurs collatéraux d'un même côté. Ils sont souvent moins élevés que la nef centrale, mais ce n'est pas le cas ici dans les église halle.

**Contrefiche** : Cf. charpente.

**Contrefort** : Renfort de maçonnerie saillant et massif élevé sur la face extérieure d'un bâtiment voûté. Il sert à contenir les effets d'une charge ou de la poussée des arcs et des voûtes.

**Contreventement** : Système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux d'actions comme le vent ou les séismes. Il sert également à éviter localement des phénomènes d'instabilité comme le flambage ou le déversement de poutres ou de piliers. On distingue les contreventements verticaux transmettant les efforts horizontaux dans les fondations, des contreventements horizontaux.

**Courbe de capacité** : ou courbe push-over. Courbe représentant l'effort de cisaillement total agissant sur une structure en fonction du déplacement à son sommet.

**Croisée d'ogives** : Voûte d'arêtes établie sur le croisement de deux ou trois ogives, généralement des arcs en plein cintre, les doubleaux et formerets d'encadrement étant, eux, des arcs brisés. Ce système a permis, tout en économisant les cintres, d'évider les murs et d'élever les voûtes à une grande hauteur.

**Croisée de transept** : Travée d'intersection du vaisseau central d'une église avec le transept. Elle est souvent surmontée d'une coupole ou d'une lanterne.

**Déambulatoire** : Galerie permettant de circuler autour du chœur liturgique d'une église. Apparaît au Moyen Âge, dans les églises de pèlerinage.

**Ébrasement ou ébrasure** : C'est la partie de biais dans l'épaisseur d'un mur d'une baie, dont la découpe globale est l'embrasure. L'ébrasement s'arrête aux montants du dormant de la porte ou la fenêtre lorsqu'elle existe. Il a pour but de faciliter l'arrivée de la lumière et de simplifier le passage des personnes.
**EMS98** : Échelle Macrosismique Européenne 1998 : Méthode probabiliste d'évaluation de l'impact d'un séisme sur chaque construction qui utilise une échelle par niveau de dommages.
**Entablement** : Bandeau appuyé par une colonnade qui se situe entre le chapiteau et la corniche et comprend l'architrave, la frise et la corniche.. Par extension, couronnement d'une façade soit directement sous les combles, soit avant le retrait du dernier étage. Désigne aussi le même dispositif qui surmonte une porte, une niche ou une statue.
**Entablement toscan** : L'ordre toscan est le plus simple et le plus robuste des ordres d'architecture. D'après Vignole dans *Regola della cinqui Ordini d'Architettura*, la hauteur totale de l'entablement toscan est de trois modules six parties, ainsi décomposée : la corniche, un module quatre parties ; la frise, un module deux parties ; l'architrave, un module ; quant au chapiteau, il mesure un module.
**Entrait** : Cf. charpente.
**Épaufrure** : Défaut de surface dû à un choc ou à des intempéries sur le parement ou l'arête d'un bloc de pierre et par extension sur la surface d'un mur.
**FACIM** : Fondation pour Action Culturelle Internationale en Montagne. Elle œuvre pour la connaissance et la valorisation du patrimoine et de la culture en pays de Savoie, notamment par l'animation du Pays d'Art et d'Histoire des Hautes vallées de Savoie® qui s'étend sur les vallées de Maurienne, Tarentaise, Beaufortain et Val d'Arly.
**Flèche lombarde** : Forme particulière de couverture de clocher, qui a essaimé depuis la Lombardie. Clocher à base carrée surmontée d'une flèche en pierre de section octogonale, encadrée par quatre pyramidions d'angle. La base de la flèche est parfois soulignée par une bande lombarde surmontée d'un cordon de pierre.
**Fruit** : Obliquité de la face extérieure du mur due à une diminution de l'épaisseur d'un mur dans sa hauteur. Cela permet de le rendre plus résistant aux forces qui pourraient le pousser vers l'extérieur, allège son poids et réduit les infiltrations d'eau par capillarité, ce qui réduit la désagrégation de la pierre par la formation de salpêtre.
**GNDT** : Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti : Groupe national pour la protection contre les séisme en Italie.
**Imposte** : Pierre ou autre élément, ordinairement en saillie, qui surmonte le piédroit et reçoit la retombée de l'arc. Peut aussi désigner le châssis de la partie supérieure d'une baie, au-dessus de la porte ou de la fenêtre proprement dite.
**Intensité sismique** : Description d'un séisme par l'évaluation du ressentis des effets locaux qu'il a engendré.
**Intrados** : Surface intérieure d'un arc, d'une voûte ou d'une arche.
**Lierne** : Nervure d'une voûte sur croisée d'ogives, partant de sa clé de voûte et subdivisant ses voûtains en deux segments symétriques. Elles peuvent s'arrêter avant de toucher aux arcs formerets et arcs-doubleaux ; dans ce cas, des tiercerons établissent la liaison. Cf Fig A.2.
**Linteau** : Support horizontal en bois, pierre, métal ou béton, fermant la partie supérieure d'une baie et soutenant la superstructure.
**Magnitude** : Mesure de la quantité d'énergie libérée au foyer d'un séisme, utilisant une échelle logarithmique. La magnitude $M_L$, magnitude locale, est obtenue en mesurant l'amplitude maximale des ondes du séisme dans des stations proches, pour une fréquence assez élevée du signal autour de 1 Hz. Par contre, la magnitude $M_w$ d'énergie ou de moment, est reliée au moment sismique $M_o$ du séisme. Elle fournit par essence une estimation plus précise de l'énergie libérée sous forme sismique que les autres échelles de magnitude. Le moment sismique $M_o$ est obtenu

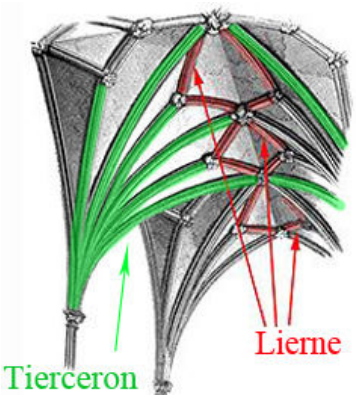



Fig. A.2 Liernes et tiercerons

en décomposant le signal du séisme en fréquence, et en évaluant le niveau plat du spectre d'amplitude en fonction de la fréquence.
**Modénature** : Traitement ornemental de certains éléments structurels d'un édifice, par un travail en creux ou en relief qui peut être continu (moulures) ou répétitif (modillons, bossages, caissons...).
**Moisage ou moisement** : Mode d'assemblage de pièces de bois. Le moisage correspond au type d'entaille faite sur les deux pièces de bois parallèles qui en encadrent une autre, appelées moises et/ou sur la pièce de bois encadrée ou passante. Si seul le duo de moises est entaillé mais pas la pièce centrale, on parle de moisage simple. Si ces trois pièces sont entaillées, on parle de moisage double. Il est utilisé notamment en pied d'arbalétrier pour reprendre des efforts importants.
**Mur gouttereau ou goutterot** : Se dit du mur sur lequel s'appuie la base de l'égout d'un toit, avec ou sans gouttière ou chéneau, par opposition au mur pignon.
**Narthex** : Portique ou vestibule transversal fermé à l'entrée de certaines églises.
**Nef** : Dans une église, partie comprise entre la façade principale ou le narthex et la croisée du transept ou le chœur.
**Oculus** : Petite ouverture de forme circulaire ou proche du cercle, munie ou non d'un panneau vitré.
**Oratoire** : Chapelle de dimensions restreintes. Dans un contexte rural, petit monument indépendant voué au culte d'un saint, dans lequel on ne peut même pas entrer.
**ORN** : Ouvrage à Risque Normal : bâtiments "pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat".
**Panne** : Pièce de charpente posée horizontalement sur les fermes et qui relie les fermes et/ou les pignons. C'est par elles que transitent les charges des chevrons et de la couverture vers les fermes. L'entraxe des pannes dépend du type de conception de l'ouvrage, des charges de toiture et de la section de bois. La panne faîtière est située au sommet de la charpente d'un toit à pans. La panne sablière est située en bas de pente et peut s'appuyer sur la tête du mur. Les pannes intermédiaires sont appelées des pannes ventrières. Cf. fig A.1.
**Poinçon** : Cf. charpente.
**Poutre de gloire** : Poutre peinte, sculptée ou orfévrée, placée transversalement entre les sommiers d'un arc triomphal, à l'entrée du transept ou à l'orée de l'abside.
**Prix-fait ou prisfait** : Contrat visant à établir un travail à forfait, pour un prix convenu.
**PRNP** : Patrimoine Rural Non Protégé : se définit principalement par opposition d'une part au patrimoine urbain, "savant" ou industriel, d'autre part au patrimoine protégé au titre des monuments historiques.
**Rampant** : Se dit d'un élément qui est incliné et disposé de manière à offrir une pente : arc

rampant, limon rampant. Une toiture à deux rampants présente deux versants ou pans. De même on parlera des rampants d'un fronton, d'un tympan, etc.
**Rein, d'une voûte** : parties triangulaires des voûtes comprises entre la ligne de leur extrados, celle du prolongement de leurs pieds-droits et la ligne de niveau qui passe par leur sommet. Ces reins sont ordinairement faits en blocage dit remplissage des reins.
**Sacristie** : Annexe d'une église où l'on conserve les vases sacrés, les ornements d'église et où les ministres se préparent pour célébrer le service. Peut se présenter comme une excroissance au vaisseau général ou comme une continuité du chœur.
**Serlienne ou fenêtre palladienne** : Groupement de trois baies sur une déclinaison des arcs de triomphe romains antiques. La baie centrale est couverte d'un arc en plein cintre tandis que les deux baies latérales sont couvertes d'un linteau ou d'un arc en plate-bande à hauteur de l'imposte. Les baies latérales sont généralement plus étroites que la baie centrale.
**SHOB** : Surface hors œuvre brute : somme des surfaces de chaque niveau, des surfaces des toitures-terrasses, des balcons ou loggias et des surfaces non closes situées au rez-de-chaussée, y compris l'épaisseur des murs et des cloisons.
**SHON** : Surface Hors Œuvre Nette : SHOB moins les surfaces de comble de hauteur inférieure à 1,8m, des parties non-closes situées au rez-de-chaussée, des locaux techniques ou caves situés en sous-sol et en combles, des garages, de stockage agricole. On déduit aussi une surface égale à 5% de la surface hors œuvre affectée à l'habitation, un maximum de 5m2 par logement pour des travaux tendant à l'amélioration de l'hygiène et de 5m2 par logement respectant les règles relatives à l'accessibilité intérieure aux personnes handicapées. Remplacée depuis le 1er mars 2012 par la "surface de plancher", soit la somme des surfaces de plancher des constructions closes et couvertes, comprises sous une hauteur de plafond supérieure à 1,80 m et calculée à partir du nu intérieur des façades.
**Soubassement** : Partie inférieure, massive, d'une construction, qui surélève celle-ci au niveau du sol.
**Tambour** : Ici, construction de plan circulaire, elliptique, polygonal, etc., exhaussant une coupole.
**Tavaillon** : Planchettes de bois refendues dans le fil du bois employées pour la couverture des toits ou des murs. Une couverture en tavaillons sert à la fois d'isolant thermique traditionnel et de protection contre les intempéries.
**Tierceron** : Dans une voûte de style gothique flamboyant, chacune des nervures qui relient les liernes aux points d'appui de cette voûte. Cf lierne et fig A.2.
**Toit en bâtière** : toit à deux versants opposés et à pignons découverts, en forme de bât.
**Toit en pavillon** : toit à quatre versants droits couvrant un corps de bâtiment de plan sensiblement carré.
**Transept** : Dans une église en croix latine, vaisseau transversal qui sépare le chœur de la nef et forme les bras de la croix.
**Turne ou tourne** : Ouvrage en forme d'étrave visant à détourner les coulées d'avalanche de l'édifice qu'il protège.
**Tympan** : Surface, pleine ou ajourée, comprise entre le linteau et les deux rampants d'un fronton. Par extension, paroi pleine ou ajourée diminuant par le haut l'ouverture d'une baie. Les tympans pleins des portails d'églises ont été, au Moyen Âge, un champ privilégié de la sculpture monumentale.
**Voussure** : Courbure du profil d'une voûte ou d'un arc. Par extension, le terme désigne également une montée ou portion de montée d'une voûte, une petite voûte couvrant l'embrasure d'une baie ébrasée, l'adoucissement du pourtour d'un plafond ou la partie cintrée de menuiserie surmontant une baie.
**Voûte d'arêtes** : Voûte obtenue par l'intersection de deux berceaux qui se croisent à angle

droit en conservant les parties extérieures aux arêtes d'intersection.
**Voûte en berceau** : Voûte dont l'intrados est un cylindre continu. Son origine est l'arc en plein cintre.

# Annexe B

# Recensement des églises et chapelles

## B.1 Archives consultées

### B.1.1 Histoire des communes savoyardes

Ces séries d'ouvrages pour la Haute-Savoie et la Savoie nous ont permis de retracer les grandes lignes de l'histoire des édifices principaux et de certaines chapelle connues Baud et Mariotte (1980a), Baud et Mariotte (1980b), Baud *et al.* (1981), Hudry (1982), Paillard *et al.* (1982), Paillard *et al.* (1983), Paillard *et al.* (1984).

### B.1.2 Archives départementales

Elles sont classées en séries repérées par des lettres et sous-série chiffrées. Nous avons essentiellement consulté les séries :
- provenant des archives anciennes, datant d'avant 1790, notamment les séries B *Cours et juridictions d'Ancien Régime*, C *Administrations provinciales*, E *Titres féodaux, papiers de famille, état-civil, notaires, corporations, communes* et G *Clergé séculier*. Les fonds sardes de cette période sont classés à part dans la série SA
- F *Fonds divers se rattachant aux archives civiles*, d'origine privée et couvrant une large période. Nous avons essentiellement rassemblé les informations de la série Fi *fonds et collections de documents figurés*, qui regroupe des cartes, plans, estampes, cartes postales, photographies et affiches.
- provenant des archives modernes (1800-1940), notamment les séries O *Administration et comptabilité communales*, S *Travaux publics et transports* et V *Cultes*. Entre 1815 et 1860 la Savoie et la Haute-Savoie dépendaient du royaume de Piémont-Sardaigne dont la capitale se trouvait à Turin. Les archives de cette période, notamment concernant les travaux dans notre cas, sont regroupées dans le fonds sarde, série FS.

**Archives de Savoie, Chambéry**. Liste non-exhaustive des documents consultés :
*Série B*, sous-série 1B : parlement de Chambéry et souverain Sénat de Savoie
*Série E*, dépôt, DD 45 : archives communales de Landry ; dépôt, suppl. 958, DD. 25 : archives communales d'Hauteluce ; dépôt, suppl. 190 : archives communales des Avanchers ; dépôt, suppl. 460 et 462, CC. 8 et 10 : archives communales de Rognaix ; dépôt, suppl. 4384, GG. 1 et 11 : archives communales de Saint-Nicolas-la-Chapelle

*Fonds de l'évêché de Maurienne* : série 3G et G Mne. Exemples : paroisse d'Aiguebelle = série 3G dossiers 190-196 et série G Mne 113, Paroisses et communautés pièces 1 à 3 et 25 à 28. Paroisse d'Avrieux = série G Mne 121
*Série SA*, dossiers 1 à 259 : archives de cours, dont 162 à 167 (fonds des évêchés : Chambéry, Maurienne, Tarentaise), 207 à 214 (fonds des bénéfices), 233 à 242 (fonds des matières ecclésiastiques) ; dossiers 260 à 473 : section finances, dont SA 270 et SA 271 (domaines ecclésiastiques et état des revenus)

**Archives de Haute-Savoie, Annecy**. Liste non-exhaustive des documents consultés :
*Série C* : Administrations provinciales. Exemple : 4 C 1966 : Tabellion de Sallanches, prix fait de l'église de Cordon du 10 avril 1781.
*Série G*, sous-série 1 : évêché de Genève, 1428-1792 ; inventaire 80 : fonds des matières ecclésiastiques, évêché de Génève et archevêché de Tarentaise, 1365-1720
*Série SA*, dossier 172 : fonds de l'évêché de Savoie
*Série FI* : documents iconographiques. Exemple : 1 Fi 151 : Cordon flèche du clocher. Relevé par Jean ROCARD, AMH, le 29 août 1951. 710 * 350. Plan de l'enrayure inférieure et de celle de la flèche coupe médiane.
*Série O*, sous-série 2 : Administration et comptabilité communale, Administration communale (1860-1940). Exemple : 2 O 783, dossier de travaux de l'église ND de l'Assomption à Cordon.
*Série V*, sous-série 4 et 5. Exemples : 5 V 30, Budget et compte de la fabrique de Cordon, 1894-1948 ; 4 V 1 : état des églises et presbytères dont la reconstruction est nécessaire, 1860-1870, pour l'église de Saint-Gervais les Bains.
*Série FS*, sous-série 6 : Administrations et tribunaux de l'époque sarde, Affaires communales (1815-1860). Exemple : 6 FS 113 Affaires communales de Cordon.

Notons que les archives municipales d'Annecy conservent aussi des documents intéressants pour les édifices situés dans le nord de la zone d'étude, notamment dans la série C : administrations provinciales avant la Révolution

### B.1.3 Archives communales et municipales

Celles conservées aux archives départementales concernent la plus souvent les communes de moins de 2000 habitants et regroupent des documents de plus de 100 ans. Dans les autres cas, quand cela a été possible, nous avons consultés les documents, notamment graphiques, à la mairie de la commune. Ils sont très inégalement conservés et parfois inaccessible.

Exemple des archives communales de Saint-Gervais :
M 29 : horloge de l'église, installation et entretien, 1956-1958. Reconstruction et complément de l'orgue de la tribune, 1964.
M 31 : installation du chauffage par air chaud, 1967-1968. Réfection de la couverture du clocher et du clocheton, 1970-1971.
P 2 : séparation de l'Eglise et de l'Etat, correspondance, inventaire, 1900-1910.

### B.1.4 Archives des autorités religieuses

Selon la législation de 1790, les archives ecclésiastiques doivent constituer des fonds publics, conservées aux archives départementales. Depuis la Loi de Séparation, les Archives ecclésiastiques postérieures à 1905 sont en principe devenues des fonds privés. Les archives du XXe sont donc normalement gérées par les chancelleries des diocèses. Les archives du diocèse et de l'archidiocèse de Chambéry par exemple constituent donc depuis leurs dépôts une sous-série 43F. Mais l'histoire spécifique de la Savoie, entrée dans la vie française seulement depuis 1860, les archives des diocèses traités ne peuvent pas complètement s'insérer dans le cadre législatif. En

conséquence, on trouve des informations dans les archives diocésiennes quand les archives ont été regroupées pour toutes les périodes intéressantes, même celle de la construction. Ceci pose problème car une partie des documents est donc archivée à Turin et à Milan. Sinon, on retrouve les archives paroissiales transférées aux archives départementales dans les séries G et V, sous-série 5. Enfin, les paroisses encore importantes n'ont pas transféré leurs fonds et conservent des documents, notamment graphiques. Ils permettent de retracer l'histoire des modifications du bâtiment. Toutefois ils ne concernent le plus souvent que les églises. Comme pour les archives communales, le classement et la conservation en sont très variables d'une paroisse à l'autre.

**Archives diocésaines de Tarentaise**, Moutiers. Exemple : série 7Y, dossiers 2, 3, 4 et 5 : Villargerel, Aime et Montgirod

**Archives diocésaines de Maurienne**, Saint-Jean-de-Maurienne.

**Archives paroissiales**. Exemple de Saint-Gervais les Bains.
carton 6 : réfection des parquets de l'église en 1923-1924 (curé Mouthon)
carton 67, 71, 73, 78 : registres des compte de la fabrique
carton 110 : factures des travaux exécutés sous le rectorat de M. le curé Mouthon (1915-1925), de M. le curé Rolland (1925-1929), de M. le curé Folliguet (1929-1940)
carton 118 : pièces diverses dont divers travaux dans l'église (1816-1830)

### B.1.5 Services du Patrimoine

- **Archives de la Conservation Régionale des Monuments Historiques**, Lyon
Exemple de documents consultés :
MHPAD-01-0017 et 0018 : Église Saint Nicolas la chapelle : demande de travaux, travaux de stabilité, plan et coupe.
MHAAA-99-0101 : Chapelles des Chattrix et des Plans. photos, plans, dossier de protection
MHAAA-99-0242 : Chapelle Saint Martin de Belleville. Photos, dossier de classement, plans.
MHDPI-07-0079 : Saint Gervais les Bains, église Saint Nicolas de Veroce. Historique, plan partiel, dossier de protection.
MHDPI-03-0004 et MHTMI-06-0053 : Église de Montsapey, dossier de protection inscription et classement, plan.

- **Archives du Service technique d'Architecture et du Patrimoine** de Savoie et de Haute-Savoie. Elles concernent essentiellement les travaux en cours ou récents.

- **Médiathèque de l'Architecture et du patrimoine**.
Elle collecte et classe les archives et documentations, notamment iconographiques, de l'administration des Monuments Historiques. Elle est le principal contributeur des bases *Mérimée* sur le patrimoine monumental et *Palissy* sur les objets mobiliers, que nous avons utilisées pour lister le patrimoine protégé dans les édifices étudiés. Exemple de documents disponibles pour l'église de Hauteluce :
1996/35/05 : peintures murales du chœur, 1979.
1996/05/10 : rapport de restauration, rapport photographique pour la façade de l'église, pour le clocher de l'église, 1988-1989.
81/73/13 : assainissement, réfection de la couverture du clocher et de la nef, 1950-1980.
2009/013/003 : Dossier de restauration d'objets mobiliers concernant le retable du maître autel, le tabernacle, la chaire à prêcher et la statue de l'Enfant Jésus.

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | M | Aiguebelle | E. | Saint-Étienne ou saint Christophe | P.R.N.P.<br>avis favorable à une inscription MH 1987<br>Tillier<br>chaire Cl.1970<br>Cloche Cl.1943<br>Statue Cl.1938<br>Christ Cl.1922 | PM73000004<br>PM73000003<br>PM73000002<br>PM73000001 | XIIe-XIIIe; Clocher et chœur XIVe, nef XVIIIe, Tribune 1873 | mauvais état, fissures traversantes |
| 2 | M | Aiton | E. | Saint Laurent | P.R.N.P. | portail classé OMC 25/02/1952<br>dalle fonte classée | fin XVIIe | Travaux juin 1995, archi: M. Charrière, entreprise de Dijon; Porret a des docs |
| 3 | CS | Albertville | E. | Saint Sigismond | plaque commémorative Cl.1911 | PM73000104 | 1669, agrandissement au XIXe | bon état<br>humide |
| 4 | CS | Albertville, Conflans | E. | Notre-Dame-de-l'Assomption ou Saint Grat | Cl. 1989<br>Calice,navette à encens, encensoir, patène, ciboire, plat de quête, manipule, voile de calice, étole, bourse, chasuble, confessionnal, banc, stalles Cl.1985<br>Reliquaire Cl.1937<br>Fonts baptismaux Cl.1902<br>clôture liturgique, chaire, retable Cl.1901 | PA00118317<br>PM73000118 à PM73000105;<br>PM73000103;<br>PM73000102;<br>PM73000101 à PM73000099 | 1701-1716, importantes réparations 1850 | Vers 1850, importantes réparations. Restaurée récemment |
| 5 | CS | Allondaz; Merier | C. | Notre Dame du Puits | | | 1762 | très mauvais état cerclée, fissures traversantes. Arc doubleau totalement affaissé. |
| 6 | HF | Argentière | E. | Saint Pierre | | | 1724-1727; ajout d'une T nef au XIXe. Rénovée 1987 (clocher écailles en fer blanc) | redécorée récemment, nombreuses fissures |
| 7 | M | Argentine | E. | Saint-Jean-Baptiste | Ciboire Cl.1985 | PM73000135 | 1129, reconst. 1632, agrandie 1894 | restaurée récemment, fissures |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 300<br>plat | village; pas de mitoyen | Nef principale + 2 Chap.s latérales<br>Clocher tour carré XIIIe + dernier étage XVIIIe; baie géminée à arcs brisés, pyramide, en façade, associé à un sas en RDC, tôle. Bâtière nef + pavillons sur les Chap.s et pans sur le choeur, ardoises.<br>3T nef, voûte berceau, pénétration pour les 6 fenêtres sym, 2 étages de tribune sur la T1.<br>2 Chap.s latérales, voûtes d'arêtes. 4 baies sym.<br>1T choeur, chevet XIIIe, abside à 5 côtés, 4 contreforts. 5 hautes baies à arc brisé, voûte d'ogive à 8 quartiers.<br>Façade non sym: clocher + porche fermé | 2 |
| 450<br>plat<br>axée est-ouest | village; pas de mitoyen | croix latine<br>clocher tour carré, 2 baies par face, accolé au mur du chevet, flèche, ardoises. Bâtière + pavillons sur les bras du transept, ardoises.<br>2T nef, voûtes d'arêtes, tribune sur la 1ère T. 4 baies sym sur les 2 premières T. murs gouttereaux élégis par des arcs de décharge en plein cintre sur chapiteaux corinthiens<br>1T transept saillant, voûtes d'arêtes. Coupole peinte basse. 2 baies sym.<br>1T choeur, voûte d'arêtes + croisillons.chevet plat. 3 baies sym.<br>Façade sym : portail + baie plain cintre + auvent très avancé<br>schiste + calcaire petites pierres allongées, Peintures murales XIXe | 2 |
| 350<br>mur de soutènement | cimetière | croix latine<br>clocher tour à bulbe + impériale, le long de la nef. Bâtière + pavillons sur les bras du transept + arrondi choeur, ardoises.<br>3T nef, voûtes d'arêtes, tribune sur la 1ère T. 4 baies sym sur les 2 premières T.<br>1T transept, voûtes d'arêtes. Coupole peinte. 2 baies sym.<br>1T choeur + voûte en cul de four. Hémicirculaire. 3 baies sym.<br>Façade sym : portail + serlienne + oculus de ventilation + auvent très avancé + escalier. | 2 |
| 400<br>faible pente<br>Surélevée. Grand escalier en façade | village; pas de mitoyen<br>Grand escalier | Nef principale et 2 collatéraux plus bas.<br>Cocher tour très élancé, fondations plus anciennes, accès extérieur. Bulbe très développé. Démoli 1794, reconstruit 1801. Bâtière complète + toiture pour le choeur, bac acier, coyaux.<br>4T nef voûtes d'arêtes, décor en trompe-l'oeil + caissons octogonaux à motifs de rosace. Tribune sur la 1ère travée.<br>1T choeur, voûte oblongue à douze quartiers décorés de motifs symboliques. 2 marches<br>Façade sym : portail principal ouvragé + 2 portail secondaires + serlienne. Freques.<br>Retables reconstitués en 1815 après la Révolution., fresques, chaire. | 7 |
| 812<br>face à la pente, chœur en surplomb | dans le hameau, bâtiments proches | Campanile carré fermé bardage tôle ondulée, 4 pans tôle, au-dessus de la façade. Pavillon, très large débord avant, tôle ondulée.<br>1T nef, voûte d'arêtes.<br>1T choeur, voûtes d'arêtes, 2 baies sym., chevet plat<br>façade symétrique: porte + 2 fenêtre rect. | 3 |
| 1240<br>sur le sommet d'une petite butte | village, voisins proches à droite, rivière à gauche | Croix latine<br>Clocher carré côté chœur droit conforté après séisme 1905, pyramide, à bulbe depuis 1880. Bâtière plate avec pavillons sur les transepts + choeur, bac acier.<br>2T nef, 4 baies sym hautes, Tribune sur plafond plat T1, voûtes d'arêtes fines nervures de stuc+médaillons, moulure fine sur tout le pourtour, pilastres engagés + chapiteaux<br>1T transept, 2 baies sym hautes tympans des bras, voûtes d'arêtes, accès clocher droite<br>2T chœur, voûtes d'arête liernes et tiercerons, sur trompe pour la 2e, 2 baies sym hautes, 2 marches, chevet plat. + sacristie côté gauche<br>Façade sym.: perron 10 marches + portail+ serlienne+ oculus + contreforts<br>toit même hauteur partout, croupes arrière + transept, bac acier | 1 |
| 400<br>plat | village; pas de mitoyen | Nef principale et 2 collatéraux boutants. + contreforts<br>Clocher tour très élancé à côté du choeur, 1 étage de doublets, flèche, tôle. Toit en bâtière nef + pans colatéraux + pavillon choeur, ardoises.<br>3T nef, voûtes d'arêtes, 8 baies sym. Collatéraux étroits et bas. Tribune sur la T1.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, Triplet dans le chevet plat + accès sac. gauche<br>façade sym.: portail sculpté + serlienne + 3 baies plein cintre + oculus ventilation | 6 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | M | Avrieux | E. | Saint Thomas Becket (de Cantorbéry) [av.1214 : St-Blaise] | Cl. 29 décembre 1989 | PA00118191 | av. 1214, 1649-1689 et 1719 | restaurée récemment |
| 9 | M | Avrieux | C. | Notre Dame des Neiges | Cl. 1989 | PA00118190 | 1606 ; agrandie 1703 | restaurée récemment fissures, très humide |
| 10 | M | Avrieux | C. | Saint Benoît | Cl. 17 janvier 1991 (idem ermitage voisin) | PA00118189 | XVe ; 1680 - 1722 | restaurée récemment: reprise de la charpente, refection des maçonneries + fresques, très humide |
| 11 | M | Avrieux | C. | Sainte Trinité | PRNP | | 1603 ; 1663 | Désaffectée. Très mauvais état. Humide |
| 12 | M | Avrieux | C. | Saint Sébastien | PRNP<br>fresque en façade | | 1543; 1609 longtemps entretenue | Très mauvais état. Forte humidité |
| 13 | M | Avrieux | C. | Saint-Roch | | | 1630 | mauvais état, fissures traversantes. Changée d'affectation. |
| 14 | B | Beaufort | E. | Saint Maxime de Riez | Chaire Cl.1904<br>Retable, poutre de gloire Cl.1997 | PM73000179<br>PM73001115<br>PM73001114 | romane; agrandie de 2 nefs latérales 1660-1670; 1722 | retaurée récemment |
| 15 | B | Beaufort; Arèches; Boudin | C. | Saint Jacques d'Assyrie | | | 1630 | restaurée récemment |
| 16 | B | Beaufort; Arèches; La Frasse | C. | Saint-Sébastien et Saint-Antoine-de-Padoue | | | 1647 | humide, restaurée récemment. Tirant bois dans les murs |
| 17 | B | Beaufort; Beaubois | C. | Saint Ours | | | reconstruite après 1618 (incendie), restaurations charpente 1890 | très mauvais état: voûtes et murs fissures traversantes plancher dégradé |
| 18 | B | Beaufort; La Gitte | C. | Notre-Dame des neiges | | | 1639 | restaurée récemment |
| 19 | B | Beaufort; La Marzellaz | C. | Notre-Dame-de-la-Pitié | | | 1596, 1608 restaurée | |
| 20 | B | Beaufort; La Pierre | C. | Saint-Grat | | | 1621 (restaurations: 1766, 1865, 1904, 1966) | dernière restauration,1966 humide, voûtes et murs fissurés |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1160<br>plat, fond vallée | village; fond de vallée | Nef principale et 2 collatéraux boutants. + contreforts<br>Clocher tour très élancé à côté du choeur, 1 étage debaies simples, flèche 6 pans, pierres. Toit en bâtière nef + pans colatéraux + pavillon choeur, lauzes.<br>1T narthex en RDC, Tribune sur la nef en R+1, accès à la crypte qui se prolonge par le caveau<br>3T nef, voûtes d'arêtes, 6 baies sym. Collatéraux étroits et bas.<br>2T choeur, 1 barlongue voûte d'arêtes, 1 coupole sur tambour , 2 étage de baies, + 2 Chap.s latérales, chevet plat + accès sac.droite, clocher gauche<br>façade sym.:3 maies rect. + serlienne. Accès par le collatéral droit.<br>Riche décors peint ext et int = 1680-1722 | 6 |
| 1160<br>pente<br>4 forts contreforts à l'ouest | hameau<br>Marquait un couloir d'avalanches | Tour -clocher semi-circulaire très bas contre le chœur + sacristie accrochée à la tour quasi hors oeuvre, lauzes.<br>Bâtière lauzes, gouttereaux en avancée formant porche.<br>2T nef voûtes d'arêtes, 4 baies sym. tribune sur la T1, 4 contreforts côté pente<br>1T choeur, voûtes en pendentif, 4 baies sym sur 2 niveaux, chevet plat + accès sac.<br>Façade sym: portail + 2 baies plein cintre + 1 baie rect. + oculus ventilation<br>Peinture murale: tribune, nef: 1706-12; escalier, sacristie:1714 | 2 |
| 1120m;<br>bord d'un replat + pente | campagne; isolée; | carrée, toiture pavillon, tuiles. Excroissances: logis attenant, abside ronde + clocher carré, flèche 6 pans lombarde, pierres.<br>1 T nef, voûtes arêtes + 1T chœur abside en cul de four, arc triomphal<br>1T nef, voûtes d'arêtes + 1T choeur chevet plat.<br>Tribune qui donne sur les 2 nefs par des baies plein cintre. En dessous: logement<br>Fresques murales 1701, vitrail 1895<br>Très composite, pas de "façade' d'entrée à proprement parler. entrée par le clocher. | 3 |
| 1136<br>faible pente<br>enterrée par le flanc | champ<br>pas de mitoyen | Bâtière lauzes, gouttereaux en avancée supportant la toiture.<br>1T nef, voûte d'arêtes<br>1T choeur, voûte d'arêtes, chevet plat<br>Façade sym: porte + baie surbaissée + 2 oculi de part et d'autre de la porte | 2 |
| 130<br>forte pente ,<br>enterrée par le chœur et le côté droit | champ | Bâtière lauzes, gouttereaux en forte avancée supportant la toiture.<br>1T nef, voûte d'arêtes, tribune<br>1T choeur, 1 fenêtre, chevet plat<br>façade sym: porte + 2 oculi + 1 fenêtre carrée. Fresques en façade. Peinture murale de l'Annonciation 1683 + tableau St Sébastien | 2 |
| 1100<br>enterrée par le chœur et le côté droit | village, pas de mitoyen | Bâtière bac acier, gouttereaux en avancée supportant la toiture.<br>1T nef, voûte d'arêtes, tribune à l'origine.<br>1T choeur, 1 fenêtre, chevet plat<br>façade sym: porte (garage?) + fenêtre arc surbaissé | 2 |
| 840<br>forte pente (grand escalier pour atteindre l'église) | village; pas de mitoyen | Église halle.<br>Tour clocher carré à bulbes, de base romane<br>Bâtière bac acier, débord avant. Toiture chœur + sacristie indép.<br>2T chœur carré plus étroit, surélevé de 10 marches, voûtes d'arête.<br>3T nef, Tribunes sur 1èreT et collatéraux, voûtes d'arête peintes, 2 étages de jour.<br>Mobilier, Retable, Fresques | 8 |
| 1300<br>forte pente, semi enterrée par le chœur | milieu du hameau, voisins proches | Rectangulaire, volume int très simple<br>Campanile à deux bulbes ardoises. Bâtière ardoises, fort débord à l'avant<br>1T chœur, 2 fenêtres sym, voûte d'arête + jour d'aération des combles<br>1T nef, voûte d'arête<br>Fresques | 3 |
| 1000<br>plat | milieu du hameau, voisins proches | Clocher mur, 2 pans bac acier. Bâtière bac acier, fort débord avant et côtés<br>1T chœur à 5 pans percé d'1 fenêtre<br>1T nef, 1 fenêtre, voûte d'arête<br>façade symétrique: porte + oculus | 4 |
| 1151<br>fort dénivelé latéral | surplombe la route, pas de voisin très proches | Campanile carré ouvert tôle. Bâtière forte avancée avant, tôle.<br>1T choeur 3 pans, 2 fenêtres sym. Clôture choeur.<br>1T nef voûtée de 3 voûtes d'arête stuquées.<br>façade symétrique porte + oculus | 4 |
| 1674<br>légère pente, partiellement enterrée par le chœur | alpage, isolée, pas de mitoyen | clocher mur, 2 pans, bac acier. Bâtière fort débord avant, tôle ondulée<br>1T chœur 5 pans, 1 fenêtre<br>1T nef 3 voûtes d'arêtes.<br>façade symétrique: porte + oculus | 4 |
| 720<br>pente, un peu enterrée par le chœur | champ | Campanile à 2 poteaux, 4pans, ardoise. Bâtière avec forte avancée avant, bac acier<br>Pas de distinction nef/chœur voûte ogive berceau sur toute la longueur de la Chap..<br>1 fenêtre gouttereau droit dans le fond<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. Fresques. | 1 |
| 700<br>légèrement enterrée par le chœur | dans le hameau, voisins proches | Campanile carré couvert très haut 4 pans ardoises, Bâtière fort débord avant, tôle ondulée<br>1T chœur, 5 pans percé de 2 fenêtres symétriques (1-5). Clôture chœur + 1 jour d'aération des combles dans le chevet<br>1T nef, voûte d'arête<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture | 1 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 21 | B | Beaufort; Le Bersend | C. | Saint-Bernard de Menthon | | | 1624 | humide, fissures traversantes dans les murs |
| 22 | B | Beaufort; Le Cernix | C. | Notre-Dame-du-Bon-Secours et Saint-André | | | après 1608 | restaurée |
| 23 | B | Beaufort; Le Mont | C. | Saint Isidore | | | 1660 | restaurée 2010 |
| 24 | B | Beaufort; Le Praz | C. | Saint-Antoine, Ste Trinité | | | 1555 | restaurée 1898 et 2005 |
| 25 | B | Beaufort; Les Hauts d'Arêches; | C. | les Ames | | | | humide, repeinte récemment |
| 26 | B | Beaufort; Les Outards | C. | Saint Laurent | calice ; patène | PM73001240 | 1652 | humide, restaurée récemment |
| 27 | B | Beaufort; Les Villes-Dessous | C. | Saint-François-de-Sales, Notre Dame des Victoires | | | fin XVIIe | humide, légères fissures au plafond |
| 28 | B | Beaufort; Les Villes-Dessus | C. | Saint-Bon anciennement Saint-Humbert | | | entre 1608 et 1633 (mentionnée dans la visite paroissiale) | restaurée récemment |
| 29 | M | Bessans | E. | Saint Jean Baptiste | Ins. 1947, partielle : clocher, Ins. 1996. | PA00118196 | avant 1577-reconstruction 1666-réparation 1772 prolongement 1856, voûtes 1926 | matériaux initiaux de mauvaises qualité. Très humide, fissures traversantes |
| 30 | M | Bessans | C. | Saint Sébastien | Ins. 1996 | PA73000002 | après 1570, avant 1661. Vers 1650 | Réfection récente. Très humide. |
| 31 | M | Bessans | C. | Saint-Claude et N.-D. Auxiliatrice | Ins. 1996 | PA73000002 | Xve; 1735. Possédait un campanile. 1785 | Toiture neuve, Très humide, fissures traversantes. |
| 32 | M | Bessans | C. | Saint-Étienne | Ins. 1996 | PA73000002 | 1420-1440; 1700. 1710. A possédé un campanile | Très humide. Fissures traversantes dans les murs gouttereaux. |
| 33 | M | Bessans; entre le Villaron et Avérole | C. | Saint Michel et Notre-Dame-des-Grâces | Ins. 1996 | PA73000002 | fond. av. 1274 ; cit 1446 ; reconst. Vers 1678, agrandie 1820 | Avalanche 1981. rehab. 1983 |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1120<br>plat | milieu du hameau, voisins proches | Campanile très haut et large, bardage tôle ondulée, 4 pans tôle. Bâtière + croupe, forte avancée avant, tôle ondulée.<br>1T choeur, 2 fenêtres sym, plafond<br>2T nef, 2 fenêtres sym dans la 2e, plafond<br>façade symétrique: porte + oculus | 3 |
| 1000<br>forte pente, semi enterrée par le chœur | bord de route isolée, pas de mitoyen | Clocher mur, toit 4 pans, ardoise. Bâtière forts débords avant + côtés, bac acier.<br>1T chœur voûte d'arête, 1 fenêtre à droite. Clôture chœur + jour d'aération des combles droite faîtière<br>1T nef voûte d'arête 1 fenêtre à gauche<br>façade symétrique: porte + oculus + 3 marches | 3 |
| 1180<br>parallèle à la pente, un peu enterrée par le flan | champ, isolée | Rectangulaire<br>Clocher mur 4 pans bac acier. Bâtière bac acier, forte avancée devant + côtés<br>1T chœur, 1 fenêtre gauche, voûte d'arête.<br>1T nef, 1 fenêtre gauche, voûte d'arête.<br>façade symétrique: porte.<br>Fresques en façade | 3 |
| 992<br>semi enterrée par le chœur, qlq marches pour entrer | hameau, champ, bord de chemin | structure d'origine, murs épais, assez sombre<br>Campanile carré couvert, à bulbes. Bâtière avec croupe bac acier, Fort débord avant.<br>1T chœur à 3 pans, 2 fenêtres sym, voûte d'arête.. + jour d'aération des combles<br>2T nef, 4 fenêtres latérales sym., voûtes d'arête<br>façade symétrique: portail + oculus + 3 marches | 4 |
| 1010<br>faible pente vers la droite | milieu du hameau, voisins proches | rectangulaire, Pas de campanile. Bâtière .large débord avant, bac acier<br>1T chœur, 2 baies plein cintre au milieu des gouttereaux, voûte d'arête. chevet arrondi avec 1 jour de ventilation des combles rect. à gauche de l'axe faîtière<br>façade sym: 1 porte<br>pas de chaînage | 3 |
| 950<br>forte pente, enterrée par le chœur | champ | Clocher mur 2pans, tôle. Bâtière fort débord avant, tôle ondulée.<br>1T chœur, voûte d'arêtes, chevet plat, 2 fenêtres sym.<br>1T nef, voûte d'arêtes<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture + niche | 1 |
| 1050<br>forte pente, semi enterrée par le chœur et le côté gauche | milieu du hameau, voisins proches | Campanile carré couvert, toiture à l'impériale, ardoise. Bâtière, fort débord avant, tôle ondulée + tuiles sur l'avant<br>1T choeur, 2 fenêtres sym., plafond, chevet plat + 1 jour d'aération des combles dans le chevet<br>1T nef, 2 fenêtres sym., plafond.<br>façade symétrique: porte + niche | 3 |
| 1100<br>pente, chœur en surplomb | hameau, champ | Clocher mur, 4 pans, ardoise. Bâtière fort débord avant, bac acier<br>1T chœur 5 pans, 1 fenêtre + jour d'aération des combles<br>1T nef voûte d'arêtes, clôture chœur en bois<br>Façade symétrique peinte : porte + 2 meurtrières | 4 |
| 1750<br>plat | cimetière; pas de mitoyen | Nef principale et 2 collatéraux boutants.<br>Clocher tour élancé dans le collatéral droit 1 étage de baies simples, flèche lombarde 6 pans, ardoises. Toit en bâtière, lauzes.<br>1T narthex en RDC, Tribune sur la nef en R+1<br>4T nef, berceau nef centrale. Collatéraux voûtes d'arêtes, interrompus en T3 par clocher et sac., étroits et bas. 6 baies sym. hémicirculaires<br>1T choeur, coupole , 1 étage de baies, + 2 Chap.s latérales, chevet plat + accès sac.droite et gauche<br>façade sym.:2 baies rect. + 1 baie hémicirc.+ porte. Accès par le collatéral droit.<br>Riche décors peint int : 1857-58 et 1928-30 | 6 |
| 1700<br>forte pente enterrée par l'arrière | Carrefour<br>pas de mitoyen | Clocher mur, pyramide, pierres. Bâtière, débord, lauzes.<br>1T nef, voûte d'arêtes, 1 porte basse à droite.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 1 fenêtre à droite. Clôture chœur en bois. chevet plat + 1 jour de ventilation à gauche<br>Façade sym: porte plein cintre. + 1 baie carrée<br>Fresques int et ext. Peintures murales ext. XVIIIe | 3 |
| 1750<br>fond vallée | sortie de village; isolée; | Bâtière lauzes, gouttereaux en très forte avancée formant porche.<br>1T nef, voûte en berceau<br>1T choeur, voûte en berceau, 1 fenêtre à droite (la 2 a été bouchée récemment). chevet plat<br>Façade sym: porte rect. + 2 baies rect.<br>Fresques int et ext. | 2 |
| 1750<br>fond vallée | sortie de village; isolée; | Bâtière lauzes, gouttereaux en très forte avancée formant porche.<br>2T nef, voûte en berceau, tirant transv .<br>1T choeur, voûte en berceau, 2 fenêtres sym. chevet plat. Tirant transv . Au milieu du choeur<br>Façade sym: porte baie surbaissée + 6 marches. Fresques ext. XVIIe | 2 |
| 1800,<br>plat | isolée | Campanile pierre carré en façade. Bâtière nef + bâtière sacristie, lauzes.<br>2 orientations car modifiée au cours du temps.<br>3T nef, voûte berceau à pénétration, décor peint<br>1T choeur, voûte berceau, 2 fenêtre sym. Clôture chœur, décor peint<br>1 Chap. latérale à la nef, voûte d'arêtes, décor peint | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 34 | M | Bessans; Avérole | C. | Saint-Pierre d'Averole | Ins. 1996 | PA73000002 | Mentionné 1446, agrandie 1694, sacristie 1760 | Restaurée récemment |
| 35 | M | Bessans; la Chalpe | C. | Saint-Maurice de La Chalpe | Ins. 1996 | PA73000002 | mentionnée dès 1446 travaux en1760 et 1846 | Avant 1760. Restaurée 1846 |
| 36 | M | Bessans; La Goulaz | C. | Sainte-Anne de La Goulaz | Ins. 1996 | PA73000002 | 1665 | Mauvais état, fissures traversantes, Très humide |
| 37 | M | Bessans; le Crey | C. | Sainte-Anne du Crey | Ins. 1996 | PA73000002 | mentionnée en 1446, reconstruite vers 1694, 1700 | à l'abandon |
| 38 | M | Bessans; Le Villaron | C. | Saint-Bernard-de-Menthon | Ins. 1996 | PA73000002 | Avant 1700. | restaurée 1750 (avalanche) et 1982 (avalanche) |
| 39 | M | Bessans; Le Villaron | C. | Saint Colomban | | | 1446 1589 1659 (avalanches). Reconstruite 1662 | Restaurée récemment. Très humide. |
| 40 | M | Bessans; Les Vincendières | C. | Sainte-Marie-Madeleine | Ins. 1996 | PA73000002 | mentionné 1446, agrandie 1667, sacristie 1760 | Restaurée récemment. Très humide. Fissures importantes. Clocher en dévers important. |
| 41 | M | Bessans; vallée du Ribon | C. | Notre Dame de la Visitation et Saint Joseph | | | 1633, Réfection 1646. Agrandie de moitié en 1886 | Fissures traversantes, humide |
| 42 | T | Bourg Saint Maurice, Grandville | C. | Saint Vincent et Sainte Barbe | | | mentionnée 1653 | très mauvais état graves fissures: façade, jonction voûtes, arc doubleau, baies |
| 43 | T | Bourg Saint Maurice, La Bourgeat | C. | Sainte Trinité | | | 1789 | très endommagée arc doubleau plein cintre totalement affaissé, grave fissure longitudinale au milieu + jonction voûtes/gouttereaux |
| 44 | T | Bourg Saint Maurice, La Chal | C. | Saint Grat | tableau | | mentionnée 1634 | bon état |
| 45 | T | Bourg Saint Maurice, La Grange d'Hauteville | C. | Saint Jean Baptiste | | | mentionnée 1634 (visite pastorale) | |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1990<br>Sur un replat, perpendiculaire à la pente. | proximité hameau | clocher tour carré lombard en façade, 1 étage de 2 jours plein cintre, flèche 4 pans, pierres. Bâtière, lauzes.<br>1T nef plafond. Orientation modifiée, entrée par le côté : 1 portail + 1 fenêtre haute carrée.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 fenêtres carrées hautes sym.<br>1T sacristie derrière le choeur, 2 fenêtre carrée hautes sym. Chevet plat. | 4 |
| 1670<br>plat | champ<br>pas de mitoyen | Bâtière lauzes, gouttereaux en très forte avancée supportant la toiture.<br>1T nef, voûte d'arêtes<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 fenêtres sym. chevet plat<br>Façade sym: porte arc surbaissé + 2 baies carrées de part et d'autre de la porte + oculus ventilation | 2 |
| 1760<br>Plat | hameau ; voisin à 50cm | Clocher mur pierre, 4pans, lauzes. Bâtière, lauzes.<br>1T nef, plafond à caissons polychromes dorés, 1porte<br>1T choeur, plafond à caissons polychromes dorés, 1 fenêtre. Orientation modifiée, entrée par le côté. Chevet plat,<br>Clôture de choeur en bois.<br>décor intérieur d'origine (ex voto, peinture) | 3 |
| 2400<br>enterrée, forte pente | isolée | Bâtière, lauzes<br>1T choeur, 1 fenêtre carrée à droite, chevet plat, voûte en berceau<br>Façade sym : 1 porte + 1 marche | 3 |
| 1740<br>terrasse au dessus de l'Arc | isolée, semi enterrée | Bâtière lauzes<br>1T nef, voûte en berceau, tirant transv .<br>1T choeur, voûte en berceau, chevet à 2 pans à l'extérieur mais plat à l'int.<br>Façade sym: porte rect + 2 baies rect. | 3 |
| 1754<br>Forte pente par le choeur. | hameau | Campanile ouvert carré, 4 pans, tôle. Bâtière lauzes, 4 contreforts de chaque côté<br>1T nef, voûte d'arêtes, 2 baies sym en ogive<br>2T choeur, 5 pans, voûte à 5 quartiers, 1 baie sym. Sacristie en appentis.<br>Façade sym: portail ogival + doublet ogival + oculus ventilation | 4 |
| 1850<br>semi enterrée, forte pente | proche du hameau | Clocher mur pierre, 4pans, lauzes. Bâtière, lauzes.<br>1T nef, voûte d'arêtes, 1porte Orientation modifiée, entrée par le côté, 2 fenêtres carrées non sym. (façade et gouttereau)<br>1T choeur 3 pans un peu plus étroit, voûte d'arêtes, 1 fenêtre à droite 1 jour d'aération,<br>Retable imposant, statues | 4 |
| 2100<br>Plat | Village; pas de mitoyen | Bâtière lauzes, contreforts sym en façade ?<br>1T nef, voûte d'arêtes, 2 fenêtres sym.<br>1T choeur, voûte d'arêtes à 3 quartiers, chevet plat<br>Façade sym: porte plein cintre + 1 baie trilobée + 3 marches | 3 |
| 1500;<br>pente enterrée chœur | bordure du hameau, champ | à base rectangulaire, mais chœur plus étroit à l'int. A l'ext: chœur arrondi et jonction nef/chœur en biais, 1 jour de ventilation des combles à gauche de la faîtière<br>campanile carré maçonné, couverture 4 pans coyaux, 4 ouvertures plein cintre<br>1T nef, voûte en berceau, tribune sur 1/2 surface (accès par un escalier pierre ext. disparu?, sous-face=plafond<br>1T chœur, voûte arètes avec liernes et tiercerons, 2 marches, 2 baies sym, clôture chœur<br>2 Tirants métalliques transversaux: 1 Tribune, 1 arc doubleau<br>façade sym: 2 marches + porte rect. + 2 fenêtres rect. + niche + oculus<br>toit bâtière, lauzes, débord important | 4 |
| 850; pente par le travers: côté droit en surplomb + habitation en surplom à gauche | entrée hameau, bord de route, pas de voisin | chœur plus étroit que la nef, chevet plat, 1 jour d'aération gouttereau droit<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture bac acier<br>2T nef, voûtes arète peintes, 2 baies sym hautes dans la 2e<br>1T chœur, voûte d'arète, 2 baies hautes sym, barrière chœur bois<br>Toit en bâtière + croupe avant, forte avancée de toiture (200 av), bac acier<br>façade symétrique: 2 gouttereaux en avancée + porte + 2 baies arrondies + oculus | 4 |
| 890;<br>pente semi enterrée par le chœur | place, pas de voisin proche | clocher mur élancé, 2 pans, lauzes<br>1T chœur, voûte d'arète peinte, demi cercle, 1 fenêtre à droite<br>1T nef, voûte d'arète peinte<br>1 jour de ventilation des comble gouttereau droit<br>façade sym: portail + oculus + 2 meurtrières, fresque recouvertes<br>toit très plat, bâtière, lauzes, grand avancée (160 av) | 3 |
| 1150;<br>pente en biais, enterrée par le chœur droite, façade gauche en surplomb | champ | Clocher mur, 2 pans, lauzes<br>1T nef, plafond partout<br>1T chœur à 5 pans à l'ext, rectangulaire à l'int, 2 fenêtres à la jonction chœur/nef<br>façade symétrique: 2 marches + porte anse de panier + oculus<br>bâtière avec angles coupés pour le chevet, forte avancée de toiture, lauzes + bacs acier<br>1 jour aération des combles, chevet à droite faîtière | 4 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 46 | T | Bourg Saint Maurice, La Ravoire | C. | Saint Bernard de Menthon | retable | | 1626, reconstruite 1728 | très humide, fissures traversantes, très mauvais état |
| 47 | T | Bourg Saint Maurice, La Rosière | C. | Sainte Rose de Lima | | | 1741-2 | graves fissures: transversale mur et voûte niveau des fenêtres milieu façade jonction façade gouttereaux |
| 48 | T | Bourg Saint Maurice, La Thuile de Vulmix | C. | Saint-Barthélemy | | | mentionnée en 1653, reconstruction 1679 (gravé sur la façade). | Restauration peintures 1931, clocher 1950 et 93 |
| 49 | T | Bourg Saint Maurice, Le Bérard | C. | Saint Clair (avant: ND) | | | mentionnée 1445, détruite et reconstruite XVIIIe? | très humide, fissures traversantes toiture récente |
| 50 | T | Bourg Saint Maurice, Le Chatelard | C. | Saint Georges | | | début XVIIe, portail fer forgé 1682, refection toiture 1743 (panne faîtière), | restauration façade XXe fissure + humidité fissure arc doubleau + jonction voûtes/gouttereau gauche |
| 51 | T | Bourg Saint Maurice, Le Grand Gondon | C. | Saint Pantaléon | | | vers 1770 | restauration toit 1955 mauvais état fissures traversantes: milieu façade, verticales de baies, jonction voûtes/gouttereaux |
| 52 | T | Bourg Saint Maurice, Le Petit Gondon | C. | Sainte Agathe et Sainte Apollonie | | | 1774 | réfection façade récente, fissures traversantes dans le chevet très humide |
| 53 | T | Bourg Saint Maurice, Le Poiset | C. | Saint-Jean-devant-la-Porte-Latine le B. Amédé de Savoie | | | mentionnée en 1653 | restaurée extérieur 2007 intérieur, Fissure longitudinale importante |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 900;<br>pente semi enterrée par le chœur, mur de soutennement en retrait du chevet | dans le hameau, voisins proches | chœur plus étroit que la nef, chevet plat avec 1 jour d'aération des combles dans l'axe à gauche<br>clocher mur, toit 2 pan, couverture lauzes<br>1T nef, voûte d'arète, 2 baies symétriques rectangulaires<br>1travée chœur, voûte d'arète, corniche<br>façade symétrique: porte<br>toit en bâtière lauzes, avancée de toiture importante(100av) | 3 |
| 933;<br>forte pente: enterrée par le chœur + surplomb 5 marches | champ, entrée hameau | rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles à gauche, 1 à droite et dans le chevet sous la faîtière<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture maçonnée<br>1 travée, voûte d'arète, peinte, corniche, 2 baies symétriques<br>1 tribune bois sur 1/3 surface, accès escalier bois extérieur + porte haute<br>Tirants métalliques: 2 transversaux (façade et chavet) 2 longitudinaux (goutteraux)<br>façade sym: perron 5 marches + porte + oculus + 2 meutrières + peinture<br>toit bâtière, fort débord (175 av, 90 côtés), lauzes | 3 |
| 1290;<br>forte pente | carrefour, voisin proche | rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles à gauche, 2 à droite<br>campanile carré maçonnerie et bois, partiellement ouvert, 4 pans à coyaux<br>2T nef voûtées d'arètes, 1 baie à droite dans la 2e, tribune bois sur la première (éclairée par oculus), montée échelle le long de la façade<br>1T chœur voûtées d'arètes (+arètes intermédiaires), 1 baie à droite, 1 marche + clotûre chœur tout bois.<br>façade symétrique peinte: portail + oculusfaçade symétrique peinte: portail + oculus<br>Toit en bâtière très plate, avec croupes à l'avant et l'arrière, lauzes, avancée de toiture importante (250 av) avec potences sculptées<br>corniche peinte partout + corniche plâtre dans le chœur | 3 |
| 1070;<br>forte pente, enterrée chœur et côté | hameau, voisin proche | chœur plus étroit que la nef, chevet plat<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture acier<br>2T nef, voûte berceau avec 2 pénétrations plein cintre, tribune sur presque tout la surface, accès échelle parallèle mur gauche<br>1T chœur, voûte d'arète sur trompes, 2 baies hémircirculaires sym, 1 marche, arc doubleau prononcé, barrière de communion<br>2 tirants métalliques transversaux: 1 juste derrière la façade, 1 juste devant le chevet<br>façade symétrique: perron 2 marches + grande baie avec porte + baie hémicirculaire au-dessus<br>Toit en bâtière avec décroché, avancée de toiture importante (187 av)<br>corniche imposante, statues, retable 1762 | 3 |
| 920;<br>pente: enterrée chœur et côté droit | hameau, | rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles sous la faîtière<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture bac acier<br>1T nef, voûte d'arète<br>1T chœur, voûte d'arète (+liernes et tiercerons), 2 baies sym<br>2 contreforts dans le plan de la façade droite et gauche restauration façade XXe<br>fissure + humidité<br>façade sym: grande baie avec porte + oculus<br>toit bâtière, fort débord, tuiles mécaniques | 3 |
| 770<br>forte pente, enterrée par le chœur (mur de soutenement décalé) | champ, pas de voisin | chœur plus étroit que la nef, chevet plat avec 1 jour d'aération des combles sous la faîtière<br>campanile maçonné, toit 4 pans, coyaux, ouverture plein cintre<br>1T nef, voûte d'arète<br>1T chœur, voûte d'arète sur trompes, 2 marches, 2 baies sym<br>corniche importante<br>façade symétrique: perron 6 marches + porte anse de panier + oculus<br>Toit en bâtière lauzes, avancée de toiture importante<br>"vide sanitaire": plancher sur vide assez important (ventilation) | 4 |
| 760<br>enterrée par le chœur | hameau, pas de mitoyen | rectangulaire, chevet plat avec 1 jour d'aération des combles à gauche et à droite<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture lauzes<br>1 travée, voûte d'arète avec trompes, corniche<br>Tirants métalliques: 2 transversaux (façade et chavet) 2 longitudinaux (goutteraux)<br>façade sym: perron 5 marches + porte + oculus<br>toit bâtière, fort débord, lauzes | 3 |
| 1115;<br>forte pente transversale. 3 contreforts sur le gouttereau droit = aval. Enterrée à gauche | village, pas de mitoyen | rectangulaire, chevet plat<br>clocher mur, toit 2 pan, couverture bac acier<br>1T nef voûtée d'arrète, clôture chœur grille fer forgé<br>1travée chœur, voûte d'arète sur trompes, 1 baie à droite<br>2 baies d'aération des combles dans le gouttereau droit<br>arc doubleau surbaissé affaissé, importante fissure longitudinale<br>façade symétrique: large baie hémicycle + porte<br>Toit en bâtière lauzes, avancée de toiture importante (100av) | 1 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 54 | T | Bourg Saint Maurice, Le Villaret d'Hauteville | C. | Saint Roch | | | après 1630 (épidémie de peste) | restaurée, humidité |
| 55 | T | Bourg Saint Maurice, Le Villaret sur la Côte | C. | Saint Bernard de Menthon | | | mentionnée 1653 cadran solaire 1872, | restaurée 1999-2004 fissure arc doubleau + jonction voûtes/gouttereau gauche |
| 56 | T | Bourg Saint Maurice, Le Villaret sur la Rosière | C. | Saint Pierre et Saint Paul | | | mentionnée 1653 | très fissurée importantes fissures: chœur, sur toute la longueur et à la jonction chœur/nef et nef/façade |
| 57 | T | Bourg Saint Maurice, Les Chapieux | C. | Saint-Jacques-le-Majeur | | | 1607 (comptes du Chatelard), reconstruite ou très restaurée XVIIIe | mauvais état int |
| 58 | T | Bourg Saint Maurice, Les Echines Dessus | C. | Sainte Marguerite | | | reconstruite 1684 par J. Genetta(déjà mentionnée en 1610) | restaurations int/ext 1990 |
| 59 | T | Bourg Saint Maurice, Les Granges de Montrigon | C. | Saint Blaise et Bernard Abbé | | | mentionnée 1653 | mauvais état, nombreuses fissures |
| 60 | T | Bourg Saint Maurice, Mineurville | C. | Sainte Marie Madeleine | | | mentionnée 1653 | |
| 61 | T | Bourg Saint Maurice, Montagne de l'Arc (Arc 2000) | C. | Saint-Jacques le Majeur | | | 1777-1785 | très humide |
| 62 | T | Bourg Saint Maurice, Montrigon | C. | Saint Bon | retable | | mentionnée 1653, mais bcp plus ancienne? | mauvais état |
| 63 | T | Bourg Saint Maurice, Montvenix | C. | Saint Ours | | | mentionnée 1445 | nombreuses fissures |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 980;<br>pente semi enterrée par le chœur et côté droit | hameau, pas de voisin très proche | chœur plus étroit que la nef, chevet plat, 2 jours d'aération des combles de part et d'autre de la faîtière<br>clocher mur élancé, toit 2 pans, couverture lauzes<br>1T nef, voûte arête sur trompes, 2 baies symétriques<br>1T chœur, voûte d'arête (+arètes intermédiaires), 2 baies sym, 1 marche, arc doubleau prononcé<br>façade symétrique: perron 2 marches + porte<br>Toit en bâtière avec décroché tuiles mécaniques, avancée de toiture importante (155 av) | 4 |
| 1000;<br>pente par le travers, enterrée gauche (10 marches) et chœur | bord de route | rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles sous la faîtière<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture bac acier<br>1T nef, voûte d'arête, 1 baie côté droit<br>1T chœur, voûte d'arête (+liernes et tiercerons), 1 baie côté droit, 1 marche<br>façade sym: 2 marches + portail + oculus, fresques<br>toit bâtière, fort débord, croupe avant, lauzes | 3 |
| 1030;<br>forte pente en diagonale: enterrée chevet et côté gauche | mitoyen par le chevet | chœur plus étroit que la nef, chevet plat<br>clocher mur, toit 2 pans, couverture lauzes<br>1T nef voûtée en berceau, clôture chœur tout bois<br>1travée chœur, voûte d'arête sur trompes, 1 baie à droite, 2 marches<br>Tirant métallique transversal: arc doubleau jonction chœur/nef<br>façade symétrique: meurtrière carrée + porte légèrement ogivée<br>Toit en bâtière lauzes, avancée de toiture importante (135 av) | 4 |
| 1550;<br>semi enterrée | bord de route isolée, pas de mitoyen | rectangulaire (4,5*6), chevet légèrement polygonal, 1 ventilation des combles milieu gouttereau droit, mur de protection incurvé (avalanches?) côté gauche<br>petit campanile carré, 4 poteaux, toit 4 pans<br>1T nef voûte berceau brisé<br>1T chœur (polygonal à l'ext), voûtes d'arête, 1 baie à droite<br>façade: porte + ouverture rectangulaire au dessus<br>toit bâtière, bac acier, grand débord | 3 |
| 1328;<br>pente enterrée chœur | hameau, mitoyen côté gauche | rectangulaire, 3 contreforts côté droit, lavoir et pièce (accès tribune?) côté droit, chevet plat 1 jour de ventilation des combles droite de la faîtière<br>clocher mur, couverture 2 pans, lauzes<br>1T chœur, voûtes d'arêtes, 2 baies sym<br>2T nef, voûtes d'arêtes peintes<br>1 tirant métallique transversalT 1 nef<br>façade sym: 3 marches + porte + oculus<br>toit en bâtière avec excroissance côté gauche, grand débord (150av), lauzes | 3 |
| 1210;<br>dos à une forte pente | alpage, bord du hameau | Clocher mur, 2 pans, lauzes<br>1T chœur à 5 pans, voûte arête, 2 fenêtres (1-5)<br>1T nef, voûte berceau, clôture chœur en bois<br>façade symétrique: 3 marches + porte<br>bâtière avec angles coupés pour le chevet, forte avancée de toiture, lauzes + bacs acier<br>1 jour aération des combles, chevet à droite faîtière | 4 |
| 1510; | isolée, alpage | base rectangulaire, assise du chœur hémicirculaire<br>clocher mur, couverture 2 pans, lauzes<br>1T nef, voûte berceau surbaissée, arc doubleau idem<br>1T chœur, voûte arètes?<br>façade sym: porte plein cintre + 2 baies rect. + 1 niche. Arc de décharge<br>Toit en bâtière, avancée de toiture importante, lauzes | 3 |
| 2000 ;<br>pente, enterrée par le chœur | alpage, isolée, pas de mitoyen | très petite, carrée, 1 contrefort à droite<br>façade symétrique: porte + 2 fenêtres carrées<br>toit bâtière, 2 pans, lauzes, pas de clocher<br>voûte en berceau? | 3 |
| 1025;<br>pente par le biais: enterrée chevet et côté droit | alpage, extérieur hameau | rectangulaire, très allongée, chevet plat, serie de jours d'aération des combles (avec bordure lauzes) au haut du gouttereau droit<br>campanile maçonnerie 4 faces, toit 4 pans<br>2T nef (sans pilastre), voûte berceau, 4 baies sym basses<br>1T chœur, voûte arète, 3 marches, 2 baies sym hautes, barrière chœur fer forgé<br>façade sym: 2 marches + porte<br>toit bâtière, 2 pans, lauzes et tôle | 3 |
| 1160;<br>pente semi enterrée par le chœur | hameau, pas de voisin très proche | rectangulaire, chevet plat<br>campanile 4 poteaux, toit 4 pans<br>1T nef, plafond lattis platré, 1 baie à gauche, Tribune bois sur les 2/3 avec montée échelle le long de la façade<br>1T de cheour, voûte d'arête peinte, 2 baies sym<br>1 Tirant métallique dans l'arc doubleau<br>façade symétrique: porte + 2 fenêtres arrondies + oculus<br>Toit en bâtière lauzes, avancée de toiture importante (100 av) | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 64 | T | Bourg Saint Maurice, Orbassy | C. | Sainte Barbe | | | 1638 (rebâtie à la suite de l'inondation de 1636) | Mauvais état, fissures traversantes, Très humide toiture neuve? |
| 65 | T | Bourg Saint Maurice, Vulmix | C. | Saint Grat | Cl. 1963 (décors int) + Cl. 1995 (toitures + façades) | PA00118214 | XVe - modifications XVII et XVIIIe, puis 1883; | restauration int et ext 1995 |
| 66 | T | Bourg Saint Maurice; Hauteville Gondon | E. | Saint Martin de Tours | encensoir XVIIe<br>navette à encens XVIIe<br>2 chandeliers XVIIe<br>croix de procession XVIIIe<br>retable: sculptures et tableaux 1715<br>retable XVIIIe | PM73000291<br>PM73000290<br>PM73000289<br>PM73000288<br>PM73000287<br>PM73000286 | 1691-1694; flèche clocher 1785 et 1987 | fissures, humidité<br>détachement du chevet: séisme + tassements différentiels |
| 67 | M | Bramans | C. | N.-D.-de-la-Paix, anc. N.-D.-du-Puy | P.R.N.P. | | Entre 1600 et 1630 | endommagé par des obus 1940-1945<br>Humide, fissures traversante façade + voûtes. Réfection fin 2013 |
| 68 | M | Bramans | C. | Saint-Roch et Sébastien, de la Congrégation | P.R.N.P. | | 1631-32 | Restaurée 1977 + récemment,<br>Fissures, humide |
| 69 | M | Bramans; gorge du Clot | C. | Saint Bernard de Menthon | P.R.N.P. | | 1641 | restaurée récemment<br>fissurée<br>très humide |
| 70 | M | Bramans; Vilette,le Verney | C. | Saint-Clair | P.R.N.P. | | 1600 | restaurée récemment |
| 71 | CS | Césarches | E. | Saint Maurice | | | | restaurée récemment<br>humide,<br>enduit béton |
| 72 | HF | Chamonix Mont Blanc | E. | Saint-Michel | Cl. 1979 | PA00118368 | clocher XIe-reconstruction 1707-09; 1760-1790 (incendie), 1864 : façade + allongement | bon état, restaurée récemment<br>humide |
| 73 | HF | Chamonix Mont Blanc; Les Bossons | C. | Saint Donat, Saint Pierre, Saint Nicolas, Saint Blaise et Sainte Agathe | | | 1685 | restaurée 1991 |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 785;<br>légère pente vers la gauche | bord de place, voisin proche | rectangulaire, très haute, chevet plat, 1 jour d'aération des combles gouttereau de droite, 1 à gauche<br>clocher mur très élancé, baie rectangulaire, couverture bac acier, 4 pans<br>1T nef voûtée d'arêtes, 1 baie basse à gauche<br>1T chœur voûtée d'arète, 1 baie haute à droite, 1 marche<br>arc doubleau en anse de paniertoit 2 pans très plats, bacs acier, grand débord avant<br>toit 2 pans très plats, bacs acier, grand débord avant<br>façade symétrique: perron 3 marches + porte | 3 |
| 1000;<br>pente | hameau; isolée, bat proches | Plan rectangulaire, chevet plat<br>campanile carré ouvert pyramide à coyaux,<br>1T Nef: voûte en berceau brisé<br>2T chœur: 1ere = voûte berceau perpendiculaire à la nef, 1 baie basse plein cintre, 2e= voûtée d'arête et liernes et tiercerons., 2 marches<br>façade<br>façade peinte en trompe l'oeil sym: porte + 2 baies plein cintre<br>Retable XVIIe, clôture nef/chevet XVIIe<br>Peintures éxécutées à la détrempe au XVe. | 3 |
| 849;<br>légère pente vers l'entrée, en surplomb sur la vallée; nef sur du rocher, chœur sur des alluvions (?) | place, pas de voisin proche | Eglise halle à 3 nefs (collatéraux légèrement plus bas), chœur carré plus étroit<br>clocher demi hors oeuvre, 1èreT nef à droite, flèche à coyaux<br>3T nef voûtées d'arêtes, Tribune sur la première, montée dans l'angle gauche, sous face: voûtes et plafond plat<br>1T chœur, voûte d'arète sur trompes, 2 marches<br>Sacristie en demi hors œuvre, le long du chœur, 2 voûtes d'arêtes,<br>façade sym: portail (entablement = architrave, frise, corniche + torchères) + serlienne + oculus<br>2 tirants métalliques transversaux: chevet et jonction chœur/nef<br>Fresques, retables, poutre de gloire | 7 |
| 1260<br>plat | Haut du village<br>Voisin proche | clocher tour carré le long de la nef, 1 étage de 2 jours plein cintre, flèche 6 pans, tôle. Bâtière, lauzes. Gouttereaux<br>en avancée formant porche, 1 contrefort de chaque côté<br>1T nef voûte d'arêtes, 2 fenêtres rect. Sym.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 fenêtres rect. sym. Chevet plat.<br>Façade sym.:porte rect. + baie hemicirc. | 2 |
| 1225<br>Plat | Village<br>Mitoyens des 2 côtés | bâtière, grand débord avant, lauzes. Contreforts<br>façade sym: 2 marches + porte rect + baie hémicirculaire. Corniche importante<br>Peinture murale int. Après 1644. statues d'origine | 3 |
| 1300<br>pente faible enterrée par l'arrière | champ<br>pas de mitoyen | Bâtière, lauzes<br>1T choeur, 1 fenêtre carrée à droite, chevet plat, voûte en berceau<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. + 1 marche<br>Statues d'origine | 1 |
| 1250<br>plat | champ<br>pas de mitoyen | clocher tour carré le long en façade dans œuvre, accès ext., 1 étage de 2 jours plein cintre, flèche 6 pans, tôle.<br>Bâtière, grande débord avant, lauzes.<br>1T nef voûte d'arêtes, 2 fenêtres rect. sym. hautes<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 fenêtres rect. Sym. hautes Chevet plat.<br>Façade sym.:porte rect. + 1 marche.<br>Fresque en façade. Voûtes eintes. Retable XVIIe | 3 |
| 480<br>semi enterrée par le chœur<br>forte pente | village pas de mitoyen | Nef principale + 2 Chap.s latérales<br>Clocher tour à flèche, base carré, derrière le choeur, sacristie au RDC, ardoise. Bâtière complète + pans sur les Chap.s, à coyaux, bac acier.<br>1T nef, voûtes d'arêtes, tribune sur la 1ère T.<br>1T « transept », voûtes d'arêtes. 2 baies sym.<br>1T choeur, voûte 8 quartiers. 2 baies sym.<br>Façade sym : porte + baie plein cintre + 2 oculi de ventilation + auvent très avancé | 2 |
| 1040<br>faible | place, pas de mitoyen | Croix latine<br>Clocher carré côté nef droit, 1 étage de baies, à bulbe, écailles acier + ardoises. Bâtière avec pavillons sur les transepts + choeur, bac acier.<br>4T nef, 8 baies sym, Tribune T1 et 2, voûtes d'arêtes, moulure fine sur tout le pourtour, pilastres engagés + chapiteaux<br>1T transept, 8 baies sym sur 2 niveaux tympans, voûtes d'arêtes, voûte liernes et tiercerons sur la croisée<br>2T chœur, voûtes d'arête, 4 baies sym dans la T2, 4 marches, chevet plat avec 2 contreforts + sacristie côté gauche.<br>Façade sym.: perron 10 marches + portail plein cintre + serlienne +ventilation rect. + contreforts | 2 |
| 1010<br>plat | dans le village, sans mitoyen | Campanile hexagonal, bardage ardoise, 6 pans ardoises. Pavillon, très large débord avant, ardoises.<br>1T nef, voûte d'arête peinte + tirant transversal<br>1T chœur, chevet plat, 2 baies plein cintre<br>Façade sym. : portail plein cintre + 2 baies plein cintre + 1 niche. Mur avec fruit. | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 74 | HF | Chamonix Mont Blanc; Les Tines | C. | Saint-Théodule de Gramont | | | construction 1777 ; restauration 1823 après révolution | restauration 1950 (clocher) et 90 (toiture) |
| 75 | HF | Chamonix Mont-Blanc; Le Tour | C. | Saint-Bernard de Menthon | | | 1685, agrandie XIXe | restaurée récemment, humide |
| 76 | M | Chamousset | E. | Saint Maurice | Cl. 1950 | PA00118245 | 1714-1760 | très fissurée, humide. Restaurée recemment. |
| 77 | M | Chamoux | E. | Saint-Martin et Sainte Anne | P.R.N.P. | | début XVIIIe, remaniée 1930 (toiture) | très humide. Fissures traversantes dans le clocher |
| 78 | M | Chamoux | C. | N.-D. des Grâces | P.R.N.P. | | vers 1718 | mauvais état, fissures dans les murs gouttereaux et les voûtes |
| 79 | M | Chamoux; Montranger | C. | Saint-Joseph et Grat | P.R.N.P. | | avant 1689 | très mauvais état fissures traversantes et dans les voûtes humide |
| 80 | M | Champ-Laurent | E. | Saint-Blaise | | | | restaurée récemment |
| 81 | M | Champ-Laurent; Glapigny | C. | Trinité | P.R.N.P. | | XVIIe | restaurée récemment humide |
| 82 | CS | Chateauneuf | E. | Saint Etienne | | | 1707-1724, clocher reconstruit 1813 | restaurée récemment |
| 83 | VA | Cohennoz | E. | Saint Pierre aux Liens | | | 1779-1783 | fissures traversantes, façades et voûtes |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1085<br>légèrement enterrée par le chœur | place hameau, pas de voisin proche | Campanile carré, abats son, 4 pans pyramide, ancelles. Bâtière, prolongée à gauche sur la sacristie, ancelles<br>1T nef, voûte d'arêtes peintes + sacristie à gauche<br>1T chœur, voûte d'arêtes peintes, 2 baies sym, 2 marches, barrière de communion. chevet plat, Tympan par empilement de poutres<br>Façade sym: petit auvent + portail + 2 baies plein cintre avec vitraux + 1 baie plein cintre ventilation combles | 3 |
| 1500<br>pente par le travers | village, mitoyen proche | Campanile carré couvert bardage bois, 4 pans coyaux, bas acier, Bâtière débord avant, lauzes<br>1T nef, voûte d'arête peinte + tirant transversal<br>1T chœur, chevet plat, 2 baies plein cintre + tirant transversal. + 1 jour d'aération des combles dans le chevet<br>Façade sym. : portail plein cintre + 2 marches + 2 baies plein cintre + 1 baie plein cintre haute. | 3 |
| 310<br>plat | campagne; isolée | Plan quadrilobé<br>Clocher tour carré le long du choeur, 1 étage de baies doubles plein cintre, toiture à l'impériale, ardoises. Toiture en pavillons arrondis quadrilobée, tuiles.<br>T centrale carrée voûte d'arête. Entrée = voûte en cul de four, fenêtre haute.<br>2 chapelles latérales + choeur = 6 baies plain cintre régulières hautes, voûtes en cul de four. Accès clocher à droite, sac à gauche.<br>Façade sym. : portail + auvent + baies plein cintre haute.<br>Fresques int., retable | 9 |
| 300<br>plat<br>Enterrée de 80cm | place du village pas de mitoyen | Croix latine, Transept très marqué.<br>Clocher tour carré massif le long de la nef, 1 étage de baies doubles plein cintre, toiture à l'impériale, ardoises. Toiture en pavillons sauf en façade, tuiles.<br>Couvrement refait entièrement 1930 = suppression des voûtes<br>2T nef, 2 baies plein cintre à droite., pas de tribune<br>1T transept, 2 serlienne sym., larges<br>1T choeur, 2 serlienne sym., sac à gauche, chevet plat.<br>Façade sym. : porte plein cintre + 10 marches pour descendre dans l'église + 3 niches avec statues + serlienne | 2 |
| 300<br>plat | champ<br>pas de mitoyen | Bâtière, ardoises<br>1T nef, tribune sur la 1ère moitié, voûte d'arêtes.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, chavet plat + 1 jour de ventilation combles.<br>Façade sym. : porte + 2 baies rect. + niche avec statue + oculus quadrilobé. Fresques en façade : médaillons | 3 |
| 300<br>forte pente<br>Enterrée par le choeur | champ<br>pas de mitoyen | Bâtière + 3 pans pour le choeur, large débord avant, ardoise<br>1T nef, voûtes d'arêtes, 1 baie haute à gauche<br>1T choeur, voûte 5 quartiers, 1 baie plein cintre à gauche, chevet 3 pans.<br>Façade sym. : porte + 2 baies rect. Fresque en façade. Totalement décrépie + béton partiel en façade. | 4 |
| 1028<br>pente | place du village pas de mitoyen | Clocher tour semi hors œuvre à gauche de la nef, accès par l'extérieur, 1 étage de baies plein cintre, 6 pans, tôle.<br>Bâtière complète, large débord avant, lauzes.<br>2T nef, 2 baies sym. hautes, tribune sur T1, voûtes d'arêtes.+ accès sac. à droite<br>1T choeur, voûtes d'arêtes, chevet plat + 1 ancien jour ventilation combles, 2 contreforts<br>Façade sym. : portail + 2 niches + 1 baie plein cintre. Fresques en médaillon.<br>Soubassement béton. | 4 |
| 1000,<br>Pente<br>Enterrée par le choeur | isolée en bord de route | Campanile sur 2 poteaux, toiture à l'impériale, tôle. Bâtière avec croupe partielle, large débord avant, lauzes/<br>1T voûte d'arêtes, 1 baie rect., gauche. Chevet plat.<br>Façade sym. : porte + 2 baies carrées + niche avec statue. | 3 |
| 350,<br>plat | village,mitoyen | Croix latine, vaisseau unique.<br>Clocher (reconstruit après Révo.), base carrée, à flèche, près du chœur. Pavillons, très fort débord avant, ardoises.<br>3T nef inégales (2 barlongues, 1 carrée), voutes d'arêtes, 3 fenêtres hautes sym. Tribune sur la 1ere travée<br>1T transept saillant 1 fenêtre haute<br>2T chœur abside en hémicycle, 5 fenêtres sym.<br>façade symétrique tripartite à 2 niveaux (typique milieu XVIIe): portail + Fenêtre + 3 niches; pilastres très marqués. | 2 |
| 950;<br>pente vers l'avant, chœur semi enterré, presque adossée au rocher | cimetière, surplombe la route | rectangulaire, chœur plus étroit, chevet hémicirculaire<br>clocher tour carré jonction chœur nef à droite<br>sacristie 2 niveaux symétrie du clocher<br>2T nef, 4 fenêtre plein cintre hautes sym + 1 porte 2eT droite, Tribune 2/3 1ere travée, sous face =2 poteaux carrés +plafond<br>2T chœur, 2 portes sym 1ere, 2 fenêtres sym 2e, 2 marches<br>Toiture en bâtière avec pan et décroché pour le chœur, bacs acier, débord avant 120 | 5 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 84 | VA | Cohennoz; Le Cernix | C. | Saint-Aubin et Saint-François-de-Paule | | | 1668 | bon état |
| 85 | M | Coise-Saint-Jean-Pied-Gauthier | E. | Saint-Jean-Baptiste | Cl. 1932 | PA00118253 | | fissures nombreuses |
| 86 | M | Coise-Saint-Jean-Pied-Gauthier | E. | Saint Pierre | | | | restaurée récemment, renfort du chœur |
| 87 | VA | Combloux | E. | Saint-Nicolas de Myre | CL. 1971 (Clocher)<br>Ins. 1971 (Eglise) | PA00118379 | 1702-1704; chevet du XVe | bon état |
| 88 | VA | Combloux; Le Medonnet | C. | Saint-François, Notre-Dame | | | 1637 | bon état |
| 89 | HF | Cordon, lieu dit: La Frasse | E. | Notre Dame de l'Assomption | Cl. 2004<br>bénitier<br>lustre<br>ciboire<br>Christ en croix<br>retables<br>autel<br>retable (maître-autel)<br>fresques<br>calice | PA00118383<br>PM74000172,<br>PM74000170,<br>PM74000169,<br>PM74000168,<br>PM74000167,<br>PM74000166,<br>PM74000165,<br>PM74000164,<br>PM74000163,<br>PM74000162,<br>PM74000161,<br>PM74000642 | 1781 - 1785<br>Clocher reconstruit en 1816. | restaurée récemment réfection complète charpente et toiture, reprise de la coupole et rebouchage des fissures traversantes |
| 90 | VA | Crest-Volland; Alpage (les Saises) | C. | Saint Jean Baptiste | | | 1750 | bon état |
| 91 | VA | Crest-Volland; le Crest | C. | Saint Claude, Sainte Marie | | | 1677; restaurée ou reconstruite 1850-52 | bon état |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1230;<br>pente vers le chœur surélevé | bord de route,<br>champ au milieu du village | rectangulaire, chevet plat, 1 porte de ventilation des combles + 1 fenêtre éclairage de la sacristie<br>campanile carré sur la sacristie, couverture pyramidale, ouvert, tavaillons<br>1T nef, 2 fenêtres plein cintre hautes, symétriques<br>1T chœur, 2 fenêtres plein cintre hautes, symétriques + 1 sacristie collée au chœur même volumefaçade symétrique: porte + niche<br>façade symétrique: porte + niche<br>bâtière+demi-croupe avant; grande avancée de toiture, tavaillons | 3 |
| 294<br>plat | village<br>pas de mitoyen | Clocher tour semi hors œuvre à doite de la nef, accès par 1 tour ronde rapportée, 2 contreforts, 1 étage de baies plein cintre, 6 pans, ardoises. Bâtière complète + 3 pans pour le choeur, tuiles.<br>2T nef, ?<br>1T choeur, ?, chevet 3 pans + 1 ancien jour ventilation combles, 3 contreforts<br>Façade sym. : portail sculpté + 2 niches + 1 baie plein cintre. + 2 contreforts | 9 |
| 294<br>plat | village<br>pas de mitoyen | Croix latine, nef centrale + 2 collatéraux boutants.<br>Clocher tour carré le long du choeur, toiture en dôme + flèche, 1 étage de baies plein cintre, ardoise + tôle.<br>Bâtière, pavillons sur les transepts + 3 pans sur le choeur, ardoises.<br>4T nef, coupoles sur plans carrés ou rect., tribune sur T1. 6 baies sym hautes.<br>4T Transept, voûtes en berceau, 2 baies heutes sym., coupole sur la croisée, accès sac. Gauche, clocher à droite<br>2T choeur voûte en berceau puis cul de four avec lunettes, 3 baies sym.<br>Façade sym. : portail avec large entablement + 3 marches + 4 colonnes et frontons triangulaire. | 3 |
| 1040;<br>plat | place du village, pas de voisin proche | rectangulaire, chœur plus étroit, chevet plat, 3 nefs même hauteur<br>Clocher à bulbe détruit en 1792 reconstruit 1828 (2 bulbes, 2 galeries), le long du chœur à droite, + campanile octogonal au dessus de la façade<br>sacristie contre le chevet<br>nef 4 travées, voûtes d'arêtes, 8 baies hautes sym plein cintre, + porte à gauche 4e travée, Tribune sur la 1ère travée, sur 2 rangée de poteaux ronds et 10 voûtes d'arêtes, accès coins gauche et droit<br>chœur 2 travées, voûtes d'arêtes et id+liernes et tiercerons, 3 baies hautes + 2 portes sym dans le retable du fond.<br>contreforts au chevet Xve<br>façade symétrique: portail+serlienne+ niche<br>Bâtière à coyaux, avec toit 3 pans pour le chœur, croupe à l'avant, Auvent peint très important | 7 |
| 830;<br>pente vers le chœur = surélevé | bord de route | rectangulaire, chevet plat<br>campanile ouvert 4 poteaux, pyramides 4 pans<br>façade sym: portail + 2 fenêtres rectangulaires (jusqu'en 1814: grande baie porte<br>)toiture 4 pans, grand auvent à l'avant | 3 |
| 800;<br>plat | place du village; pas de mitoyen | Eglise cruciforme centrée à coupole.<br>Clocher tour carré le long du choeur à droite, flèche à bulbe sur toiture à l'impériale, écaille acier + ardoises.<br>Bâtière avec pavillons sur les transepts , ardoises.<br>2T nef à deux travées, voûtes d'arêtes très oblongues<br>1T transept, bras = berceau avec de grandes pénétrations, croisée = dôme sur plan octogonal, pendentifs peints, fresques en trompe l'œil dans la coupole<br>2T chœur, voûtes d'arêtes très oblongues, chevet droit + baie rect. Ventilation combles<br>Façade sym. : portail plein cintre avec entablement + 10 marches + 2 niches avec statues + 1baie plein cintre + oculus de ventilation des combles<br>Peintures murales 1787 Léonard Isler. | 2 |
| 1642;<br>Plat | Alpage bord de route | Petit édifice carré<br>toiture à 4 pans<br>1 porte | 3 |
| 1219,<br>pente, chœur un peu enterré fond gauche, avant surélevé | bord de route | Rectangulaire, chevet plat 2 fenêtres: 1 ventilation combles, 1 éclairage sacristie (prolonge le chœur)<br>Campanile héxagonal, flèche à coyaux, ardoises<br>1T nef, voûte d'arête, Tribune bois sur les 2/3<br>1T chœur, voûte d'arête, 2 fenêtres sym hautes + porte à droite pour accéder à la sacristie. Autel retable néoclassique<br>1 tirant métallique transversal: arc doubleau nef/chœur<br>façade symétrique: 4 marches + porte + oculus +2 fenêtres rect.<br>Toit 4 pans, Débord de toiture très important, ancelles et bardeaux | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 92 | VA | Domancy | E. | St André | cloche classée 1607 | | 1717 | mise en œuvre exceptionnelle: remplie de terre au fur et à mesure, vidée ensuite pour éviter les échaffaudages<br>fissures traversantes façades<br>intérieur restauré recemment |
| 93 | T | Esserts-Blay; Blay; La Combe | C. | St Antoine de Padoue, ND de l'Europe, Sainte Jeanne Françoise de Chantal | | | 1776, grave incendie 1851 restaurée | très mauvais état, toiture neuve |
| 94 | T | Esserts-Blay; St Thomas les Esserts | E. | Saint Thomas Becket (de Cantorbéry) | | | église existe déjà en 1499, reconstruite fin XVIIe début XVIIIe | réfection extérieure récente, intérieur: très mauvais état, fissures voûtes et arcs doubleaux |
| 95 | T | Esserts-Blay; St Thomas les Esserts | C. | ND de la Consolation, St Barthélémy et St Pierre de Vérone | | | 1758 | très mauvais état |
| 96 | T | Feissons sur Isère | E. | Saint Eusèbe | | | reconstruite 1725 | bon état humide<br>restauration récente<br>reprise de la charpente |
| 97 | VA | Flumet | E. | Saint Théodule | Mobilier Cl.1997, 1995, 1983 et 1965 | PM73001117<br>PM73001101<br>PM73000453<br>PM73000452<br>PM73000451 | XIIIe, reconstruite 1679-82 | bon état |
| 98 | CS | Gilly sur Isère | E. | Saint Jean Baptiste | | | XIVe (chœur gothique); 1672 | restaurée récemment |
| 99 | B | Hauteluce | E. | Saint Jean d'Assyrie | Cl. 1943<br>reliquaire, ostensoirs Cl.1958<br>Chaire Cl.1993<br>Retable Cl.1997 | PA00118262<br>PM73000466<br>PM73000465<br>PM73001116 | seconde moitié du XVIe; 1660; XVIIIe | restaurée 2012 |
| 100 | B | Hauteluce; Annuit | C. | Saint Bernard de Menthon | | | | mauvais état |
| 101 | B | Hauteluce; du Revers | C. | Saint Sauveur | 2 statues, retable, dais d'autel Cl.1982 | PM73000470<br>PM73000469<br>PM73000468 | restaurations 1732, 1860 | Très mauvais état. Forte humidité |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 610;<br>plat, ancien marécage? | cimetière, surplombe la route | Rectangulaire, chœur plus étroit, nef unique<br>clocher plus ancien, contre le chevet<br>chœur droit 1 travée, arêtes liernes et tiercerons, 2 baies plein cintre sym hautes + 2 portes (clocher et sacristie) dans le chevet à droite et à gauche<br>2T nef, 4 baies plein cintre sym hautes + 2 portes sym 2e travée, Tribune sur la moitié de la 1ère travée, sur 2 poteaux ronds et voûtes d'arêtes<br>façade sym. 4 marches + Portail + oculus treflé + niche<br>bâtière, auvent de toit très avancé, croupe avant, découpé pour le chœur,<br>fresques sur toutes les voûtes<br>2 tirants métalliques transversauxentre 1ere et 2eT nef | 5 |
| 455<br>plat | hameau, voisins très proches | clocher mur, 2 pans, lauzes, ouvertures plein cintre<br>1T nef, voûtes d'arêtes peinte?<br>1T chœur, voûtes d'arêtes peinte?, 1 baie à droite<br>façade sym: 2 marches + porte rectangulaire + baie rectangulaire + 2 fenêtres carrées basses<br>toit bâtière, 2 pans, bac acier | 3 |
| 490<br>faible | route, en contrebas | Clocher tour carré le long du choeur, 1 étage dedoublets plein cintre, 6 pans, zinc. Bâtière large débord avant + pans sur sacristie, tôle ondulée.<br>2T nef, voûtes d'arêtes, tribune sur T1, 2 baies à droite 1 à gauche. 4 tirants.<br>1T choeur, voûte d'arêtes,1 baie à droite, chevet plat. Arc de triomphe<br>Façade sym. : porte + fresque + baie arc surbaissé + ventilation | 3 |
| 500<br>pente: chœur et fond gauche enterré | champ | rectangulaire, chevet plat<br>clocher mur, large, petite ouverture plein cintre, 2 pans, bac acier<br>1T nef, 2 baies hautes anse de panier<br>1T chœur, 2 baies hautes anse de panier<br>façade sym: 2 marches + porte rect. + 2 fenêtres rect. + 1 niche<br>toit bâtière, bac acier | 3 |
| 420;<br>forte pente: partiellement enterrée par le chœur; construite dans du rocher | isolée | nef-halle de 3 travées, chœur d'1 travée<br>tribune droite sur la 1ereT de la nef<br>tour clocher hors œuvre au nord accolé à gauche du chœur (sacristie RDC), 2 ou 3 étage de baies plein cintre, reconstruit en partie en 1838, accès escalier pierre long de la nef à gauche<br>façade symétrique: 4 marches + portail avec auvent, fenêtre doubles + 3 occuli<br>retable baroque daté de 1698<br>orientée perpendiculairement à l'isère OK | 7 |
| 900;<br>rocher en cargnole (tuf), creusé de tombeaux,<br>pente faible vers l'avant, Mais domine la rue très fortement | place du village; pas de mitoyen | Clocher et façade est d'origine (XIIe)= aspect féodal, toiture en pavillon<br>rectangulaire 1 nef principale + 1 latérale à gauche (Chap.s dans l'axe du clocher) plus sombre, chœur très vaste à 5 pans sur 2 niveaux<br>contreforts côté droit et chevet<br>3T nef, voûte d'arêtes, 3 baies hautes à droite +1 basse dans la 1ere travée, tribune sur la 1ere, accès colimaçon angle gauche<br>3T chœur, voûtes d'arête + voûte en éventail, 3 marches avant la 1ereT et entre les 1e et 2e travées<br>façade disym: perron disym 11 marches + portail avec auvent + 1 baies (nef latérale + 1 oculus<br>toiture bâtière avec pans pour le chœur pour la nef principale + 1 pan pour la nef latérale plus basse<br>Mobilier et retables classés, fresques | 9 |
| 344<br>plat | village; pas de mitoyen | Nef principale et 2 collatéraux plus bas.<br>Clocher tour très massif, 2 étages de jours, fait chœur au RDC + contreforts. Rehaussé en 1980 pour revenir à l'original, 4 pans, ardoises. Toit en bâtière nef + pan sacristie, ardoises.<br>2T nef, voûtes d'arêtes, 4 baies sym. Collatéraux très étroits et bas. Tribune sur la T1.<br>1T choeur très allongée, voûte d'arêtes, 3 baies sym + accès sac.<br>façade sym.: portail avec auvent + serlienne + 2 fenêtres + niche | 6 |
| 1150<br>pente; fort dénivelé entre les 2 côtés de l'église. | village; pas de mitoyen | base bcp plus ancienne (gothique?)<br>clocher à bulbe typique 1825-1830 - Bâtière zinc. Toiture pour le choeur.<br>2T chœur abside polygonale 7 pans<br>3T Nef orientée OK avec collatéraux à tribunes partout sauf "transept"; nombreuses baies plein cintre, sur 2 niveaux superposés. voûtes d'arête peintes; piles cruciformes<br>façade symétrique: portail monumental, 3 fenêtres, 2 oculi<br>retable; Fresques ext. en trompe l'oeil | 8 |
| 1200<br>forte pente;<br>escalier, semi enterrée? | isolée bord de route | clocher mur, 4pans, ardoises. Bâtière fort débord avant, tôle ondulée.<br>1T chœur, 2 jours sym., voûte d'arêtes<br>2T nef, voûtes d'arêtes<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture + grand escalier perpendiculaire | 1 |
| 1114<br>forte pente, chœur semi enterré | isolée bord du hameau, champ | rectangulaire très large, chevet plat avec 1 jour d'aération des combles<br>clocher mur, 4 pans ardoises. Bâtière important débord avant, tôle ondulée<br>1T chœur voûtes d'arêtes, 2 jours sym. 1 marche<br>1T nef voûtes d'arêtes peintes<br>façade symétrique: portail + 2 fenêtres + 1 niche | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 102 | B | Hauteluce; Le Planay | C. | Saint nicolas puis Saint Aubin | | | mentionnée pour la première fois en1653 | humide, mauvais état |
| 103 | B | Hauteluce; Le Praz | C. | Sainte Barbe | | | | Très mauvais état. Forte humidité |
| 104 | B | Hauteluce; Les Prés | C. | des près | tableau Cl.1982 | PM73000467 | | mauvais état |
| 105 | M | La Chapelle | E. | Saint-Philibert | P.R.N.P. | | vers 1700 - XVIIIe | fissures au droit des baies humide |
| 106 | VA | La Giettaz / La Clusaz; col des Aravis | C. | Sainte Anne | | | 1650, restaurée 1765 | bon état |
| 107 | T | La Léchère; Celliers | E. | de l'Assomption | | | | bon état |
| 108 | T | La Léchère; Celliers dessus | C. | | | | XVIIe retable 1698 | bon état |
| 109 | T | La Léchère; Doucy | E. | Saint André | classée MH 1991 (décors intérieur) chasuble mobilier | PA00118271 | 1680-84, retables 1698 et 1708, décors XIXe | mauvais état |
| 110 | T | La Léchère; Doucy, Le Villaret | C. | Saint Jacques | | | | graves fissures dans les voûtes, humide, chainage béton neuf |
| 111 | T | La Léchère; Grand-Naves | E. | Saint Germain | | | Xve, reconstruite 1664, 1803? | Graves fissures (1991) |
| 112 | T | La Léchère; La Thuile | C. | | | | | charpente neuve, humide, fissures |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1300<br>plat | hameau, voisin proche | clocher mur, 4 pans tôle, Bâtière tôle ondulé.<br>1T chœur, voûtes d'arêtes, 2 baies plein cintre sym,chevet plat + 1 jour d'aération des combles sous la faîtière<br>1T Nef, voûtes d'arêtes.<br>façade symétrique: porte + oculus<br>corniche extérieure sur tout le pourtour | 3 |
| 1150<br>forte pente; chœur enterré | hameau; pas de mitoyen, soutènement de la route | Campanile sur 2 poteaux, ajouré, dans l'axe du faîtage, toiture impériale. Bâtière fort débord avant + côtés, tôle ondulée,<br>1T nef, voûte en berceau, 1 marche<br>1T chœur, voûtes d'arêtes, 2 jours sym. Tympans par empilement de poutres bois<br>Façade symétrique : porte + 2 fenêtres rectangulaire + oculus. | 3 |
| 1220<br>enterrée par le chœur | isolée, sur une butte très prononcée, face au sud | clocher mur, 4 pans, ardoises. Bâtière forts débords, grande avancée, tôle ondulée<br>1T nef, 2 baies sym. centrées, voûtée d'arêtes. chevet plat<br>1T chœur, 1 baie à gauche, voûtée d'arête<br>Façade non sym : porte + jour d'aération des combles | 3 |
| 465<br>plat | pas de mitoyen village | Nef principale + 2 collatéraux boutants<br>Clocher tour carrée le long du choeur, 1 étage de baies plein cintre, 6 pans, ardoises. Bâtière large débord avant + pans sur les collatéraux + croupe sur le choeur, tuiles.<br>2T nef, voûtes d'arêtes, tribune sur T1, 2 baies à hautes droite, 1 à gauche, 2 baies sym. Collatéraux. 2E accès collatéral gauche<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 baies sym., chevet plat.<br>Façade sym. : portail + niche + serlienne + ventilation | 4 |
| 1487<br>Plat | Alpage | Rectangulaire, chevet plat, 4 contreforts aux angles<br>campanile octogonal, milieu du vaisseau, toiture à l'impériale tôle, ouvert<br>1T chevrons charpente apparents, chœur 1 marche<br>Façadesym: 1 porte + 2 baies surbaissées sym + 1 baie hémicirculaire<br>bâtière, ardoises | 3 |
| 1270<br>forte pente, enterrée par le chœur | hameau, pas de voisin très proche | rectangulaire, chevet plat plus étroit, clocher adossé contre, sacritie à droite<br>clocher carré contre le chevet, 1 étage de baies plein cintre, accès par l'extérieur contre le chevet<br>Nef 2 travées, voûtes d'arêtes, 4 baies hémicirculaires sym hautes, Tribune sur la 1ere, accès angle droit, sur plafond<br>chœur 1 travée, en cul de four (ext=carré, int=cercle), 3 marches, 1 porte sacristie é étages à droite<br>façade sym: portail (pilastres) + auvent sur potences + 1 Triplet + 2 niche + 1 oculus<br>toiture bâtière, pan plus pent pour la sacristie, ardoises | 5 |
| 1365;<br>forte pente, enterrée par le chœur | bord de route, pas de voisin proche | rectangulaire, chœur plus étroit.<br>Bâtière, lareg débord avant, tôle ondulée.<br>1T nef, accès par la droite. Porte avant murée en partie. Tribune sur première moitié. Voûtes d'arête.<br>1T chœur, 2 baies sym. Voûte d'arêtes<br>Façade sym.: porte demi murée + 2 baies rect. + occulus | 4 |
| 920<br>plat | cimetière, un peu hors du village | rectangulaire, chevet plat plus étroit, sacritie et clocher adossés contre<br>clocher carré contre le chevet, 2 étages de doublets<br>Nef 3 travées, voûtes d'arêtes, 6 baies triplet sym hautes, Tribune sur la 1ere, accès angle gauche, sur voûtes d'arêtes<br>chœur 1 travée, 2 marches, 2 baies triplet sym hautes, 2 portes sym dans le chevet<br>façade sym: portail 'entablement, pilestres) + auvent sur potences + Triplet + 1 niche<br>toiture bâtière avec demi croupe avant,3 pans pour le chœur + sacristie, ardoises | 7 |
| 1050;<br>légèrement enterrée par le flan droit | bord de route entrée de hameau, pas de voisin proche | rectangulaire, chevet plat<br>clocher mur, toiture 4 pans, tôle, au dessus de la façade<br>1T voûte d'arête liernes et tiercerons, 2 baies plain cintre sym<br>2 tirants métalliques transversaux: façade et chevet<br>façade sym: grande baies porte + 1 niche<br>bâtière, bac acier, petit débord avant | 3 |
| 1320;<br>replat qui surplombe le village, pente transversale: mur de soutennement qui surplombe la route | bordure haute du village, pas de mitoyen | Croix latine, chœur même largeur que nef, voûtes d'arête partout, 1 jour d'aération des combles dans le chevet le long du clocher<br>clocher à l'arrière du chœur à droite, , doublets de baies plein cintre au dernier étage, flèche<br>1T nef, 2 baies sym, tribune sur la 1/2, accès escalier angle droit<br>1T transept, 2 baies sym dans les tympans des transepts<br>1T chœur, 2 baies sym, 1 marche<br>façade sym: porte + fenêtre surbaissée<br>toit bâtière, identique pour les transepts, bac acier, grand débord à l'avant<br>sacristie au RDC, accès à l'arrière du chœur à gauche<br>trois retables en bois polychrome remaniés au XIXe siècle | 2 |
| 1152<br>faible pente enterrée par le chœur | bord de route, hameau, voisins proches | rectangulaire, chevet plat, tympans totalement ouverts (murs rect., charpente)<br>bâtière, grande avancée de toiture, bac acier<br>façade sym: grande baie porte rectangulaire<br>1T voûte en berceau | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 113 | T | La Léchère; Molençon | C. | Saint | | | | plutôt bon état, pas d'enduit ext. |
| 114 | T | La Léchère; Naves-Fontaines | E. | Saint Pierre | mobiliers classés retables | | reconstruite 1671-73, portail 1673 | réfection récente, reprise de la charpente, fissures gouttreaux |
| 115 | T | La Léchère; Notre Dame de Briançon | E. | de la Nativité de la Vierge | | | 1663-1668, reconstruite 1797? | humide, fissures aux voûtes,épaufrures |
| 116 | T | La Léchère; Petit Cœur | E. | Saint Eusèbe | | | 1682 | fissures traversantes et fissures dans les gouttereaux |
| 117 | T | La Léchère; Pussy | E. | Saint Jean-Baptiste | | | 1669, retable 1686 | Bon état |
| 118 | T | La Léchère; Pussy; Le Crey | C. | | | | | très mauvais état, fissures traversantes, façades et gouttreaux |
| 119 | T | La Léchère; Pussy; Nécuday | C. | | | | | mauvais état, fissures traversantes, façade et gouttreaux |
| 120 | T | La Léchère; Ronchat | C. | Sainte Trinité | | | 1755 | enduit ext refait, int très fissuré<br>graves fissures vericale des baies, porte oculus, jonction murs/voûtes... |
| 121 | M | Lanslebourg-Mont-Cenis | C. | Sainte-Madeleine | P.R.N.P. | | | restaurée 1879 et récemment(2010?) |
| 122 | M | Lanslebourg-Mont-Cenis | C. | Saint-Philippe? Saint-Pierre | P.R.N.P. | | | très mauvais état, fissures traversantes |
| 123 | M | Lanslebourg-Mont-Cenis | C. | Saint Barthélémy | | | | très mauvais état, fissures traversantes, enduit absent |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1030<br>forte pente par le travers, enterrée par la gauche (mur de soutènement) et légèrement par le chœur | bord de route des 2 côtés | chœur plus étroit que la nef, chevet plat<br>clocher maçonné 4 faces, 4 ouvertures plein cintre, toit 4 pans à coyaux, couverture bac acier, au dessus façade<br>1 través nef, voûtes arète peinte, 2 baies hautes sym, tribune sur 1/2<br>1T chœur, voûte d'arète peinte, 2 baies hautes sym, 1 marche<br>façade symétrique: portail + oculus<br>Toit en bâtière, débord de toiture avant, croupe arrière, bac acier | 4 |
| 1300<br>plat | Champ cimetière | église-halle à 3 nefs, chœur plus étroit, chevet plat avec, colés contre,<br>clocher à droite et sacristie à gauche<br>tour clocher hors œuvre accolée à droite du chevet, doublets au dernier étage,accès porte gauche dans le retable, flèche + impériale<br>3T nef, tribune en redant sur la 1ere, accès escalier dans le coin droit, 6 baies sym hautes + 1 fenêtre basse sous la tribune à droite + 1 porte 2eT à droite<br>2T chœur, 4 baies sym, 1 marche, 2eT liernes et tiercerons<br>sacritie hors oeuvre contre le chevet à gauche, accès porte dans le retable, toit une pente propre, RDC 2baies, R+1 2 baies<br>façade symétrique: portail sous auvent, 1 oculus<br>toit en bâtière, bac acier, petits débords | 7 |
| 400<br>pente par le travers: enterrée par la droite, escalier pour descendre, bord de l'Isère | maison mitoyenne au chevet | chœur plus étroit que la nef, chevet plat<br>excroissance chaufferie à gauche, clocher à droite, long du chœur, accès le long de la nef, esc pierre<br>2T nef, 1 voûte d'arète, 1 voûte d'arète avec arète suppl., 4 baies sym, Tribune sur la 1ere travée, accès dans l'angle droit<br>1T chœur, voûte arète sur trompes, accè schaufferie à droite, sacristie + clocher; à gauche, 6 marches au chevet accès maison mitoyenne<br>façade sym: portail sous auvent<br>toit bâtière, 2 pans, | 5 |
| 520;<br>pente: façade en fort surplomb (perron 15 marches), enterrée par le chœur | place du village, voisins proche derrière le chœur | rectangulaire avec 2 Chap.s latérales, chevet plat, voûtes d'arète partout<br>clocher carré le long du chœur à gauche, collé contre la Chap.<br>sacristie le long du chœur à droite, collée contre la Chap., mais passage couvert entre les deux<br>1T chœur, liernes et tiercerons, accès sacristie à droite, clocher à gauche, 3 marches, 2 baies sym<br>1T transept, 2 baies sym dans les murs façades des Chap.s<br>1T nef, tribune sur toute la surface, accès escalier dans l'angle droit<br>2 tirants métalliques transversaux: façade<br>toit à 2 pans, Chap. droite couverte par le même pan, Chap. gauche couverture propre plus basse, débord avant moyen | 3 |
| 750<br>plat | pas de mitoyen, village | | 6 |
| 770;<br>forte pente, enterrée par le flan | bord de route | clocher mur, 2 pans<br>Façade composition symétrique 4 baies, porte<br>Batière complète, débord avant, pans droits | 3 |
| 909<br>enterrée par l'arrière | hameau | clocher mur, 2 pans<br>Façade composition symétrique 1 baie<br>Batière complète, débord avant, pans droits | 3 |
| 1180;<br>pente enterrée par le chœur | hameau, voisins très proches | chœur plus étroit que la nef, chevet plat, 1 jour d'aération sous la faîtière<br>campanile 4 poteaux, toit 4 pans, couverture bac acier<br>1T nef, voûtes arète sur trompes, 1 baie haute à droite<br>1T chœur, voûte d'arète sur trompes, 1 baie hautes à droite<br>toutes les jonctions sont arrondies<br>façade symétrique: 6 marches + porte + oculus<br>Toit en bâtière, débord de toiture avant, croupe arrière, bac acier | 4 |
| 1400<br>faible pente enterrée sur le flanc | champ<br>pas de mitoyen | Bâtière lauzes, gouttereaux en forte avancée supportant la toiture.<br>1T nef, voûte d'arêtes, 1 baie à gauche<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 1 baie à gauche. chevet plat<br>Façade sym: porte plein cintre + 2 baies plein cintre de part et d'autre de la porte + oculus ventilation. Pilastres en stuc. | 2 |
| 2080<br>replat | milieu de l'alpage | Clocher mur au dessus du chevet. 2 pans, tôle. Bâtière, bac acier.<br>1T nef, 2 baies plein cintre sym.<br>1T choeur, 2 baies plein cintre sym. + 1 porte rect., chevet plat.<br>Façade sym : 1 porte rect + 3 marches. Gouttereaux en légère avancée | 3 |
| 2020<br>Pente, enterrée par le choeur | isolée dans l'alpage | Bâtière lauzes<br>1T nef, voûte d'arêtes, tirant transv .<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 baies sym., chevet plat..<br>Façade sym: porte rect. Ancienne fresque ? | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 124 | M | Lanslebourg-Mont-Cenis; Grand-Croix | C. | N.-D. des Neiges | P.R.N.P. | | 1626 | abandon. Vestige du village noyé par le barrage. Territoire italien 39-45 |
| 125 | HF | Les Contamines-Montjoie | E. | de la Sainte-Trinité | | | 1759. clocher sur la base de l'ancien château de Montjoie | fissures traversantes dans la façade et fissures dans les gouttereaux |
| 126 | HF | Les Contamines-Montjoie | E. | ND de la Gorge | | | 1699-1701 | fissures traversantes dans la façade et fissures dans les gouttereaux |
| 127 | HF | Les Houches | E. | Saint Jean Baptiste | | | 1730 consacrée 1766. Clocher reconstruit 1830 ? | bon état<br>fissures intérieures |
| 128 | HF | Les Houches; La Griaz | C. | La Vierge et Saint Joseph | | | 1643 | bon état |
| 129 | HF | Les Houches; Vaudagne | C. | Saint François de Sales, Saint Sébastien, Saint Théodule, Saint Félix | | | 1680 | restaurée 1976<br>bon état |
| 130 | CS | Marthod | E. | Saint Jean Baptiste | Cl. 1956 | PA00118273 | XIIe; XVIIe | fissures traversantes |
| 131 | CS | Marthod ; le Villard | C. | Saint-Antoine | | | 2e moitié XVIIe | restaurée récemment, humide |
| 132 | VA | Megève | E. | Saint-Jean-Baptiste | Ins. 1988 | PA00118407 | chœur fin XIVe; nef 1687-1692; avant corps ouest refait en 1872 | bon état |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1900<br>plat | dans un hameau | clocher-tour en façade élancé, flèche à étages, 1 étage de baies plein cintre, pierres. Bâtière lauzes, faible débord avant<br>1T nef<br>1T choeur, chevet plat.<br>Façade sym. : porte rect + 2 fenêtres + baie hémirculaire | 3 |
| 1164<br>faible pente | village, pas de mitoyen | clocher tour carré, 1 étage de baies doubles plein cintre, sur le côté gauche du choeur, flèche à bulbe 1845.<br>Bâtière à coyaux nef + pavillon plus bas sur le choeur, fort débord avant, ardoises.<br>3T nef voûtes d'arêtes, 4 fenêtres plein cintre sym, Tribune sur T1,<br>2T chœur chevet plat plus étroit. 2 baies plain cintre sym.<br>façade symétrique: portail à pilastre et fronton curviligne interrompu et niche + 2 niches + serlienne + oculus + corniche<br>Peintures murales 1847 | 5 |
| 1200,<br>plat, bas de pente (gorge) | isolée bord de route | rectangulaire,clocher tour carré contre la nef (travée 1-2) à droite, flèche à mantelet. Accès clocher = excroissanceT 2 à droite, contre le clocher<br>nef unique, chœur plus étroit, chevet plat<br>3T nef (1ère moins profonde), voûtes d'arêtes, 2 fenêtres plein cintre hautes sym (3e) et 1 à droite (2e), contreforts au début et à la fin de chaque travée, Tribune sur la 1ère, accès coin gauche, sous face = plafond posé sur 2 piliers ronds et 3 arcs plein cintre<br>1T chœur, voûtes d'arêtes, 2 fenêtres plein cintre hautes sym, accès sacristie fond gauche (2 fenêtres rect. sym), 2 marches<br>sacristie collée à l'arrière le chœur, même bâtiment<br>façade symétrique: portail à pilastre et fronton curviligne interrompu et niche + 2 niches + serlienne + oculus + corniche<br>toit bâtière, idem chœur + sacristie, demi croupe, grand auvent du toit, à coyaux, ardoises | 5 |
| 1000<br>plat | bord de route | croix latine, nef unique<br>tour clocher carrée à bulbe contre le chœur à droite. Toit même hauteur partout, croupes arrière + transept + demi avant, bac acier<br>3T nef, 6 fenêtres sym, croisillons peu profonds N et S en arc de cercle, contreforts entre 2e et 3e travée, tribune sur T1<br>1T transept, bras peu marqués arrondis<br>2T chœur, chevet plat, voûtes d'arêtes sur trompes + 3 marches, sacristie à gauche<br>façade symétrique: 1 marche + portail à pilastre et fronton curviligne interrompu+ 3 niches + oculus + serlienne | 1 |
| 1000<br>quasi plat | bord de route: frappée d'alignement amputée du côté gauche du chœur | Avant alignement: chœur plus étroit que la nef, chevet plat, 1 jour d'aération des combles sous la faîtière.<br>Actuellement: du côté gauche, le chœur est aligné avec la nef<br>campanile carré fermé, 4 ouvertures rect., 4 pans coyaux, ancelles. Bâtière avec décroché pour suivre le chœur (actuellement slt à droite), fort débord avant, ancelles<br>1T nef, voûte arète sur trompes ?, 2 baies symétriques<br>1T chœur, voûte d'arête, 2 baies sym, chevet plat + jour ventilation rect.<br>façade symétrique: portail plein cintre | 4 |
| 1210; forte pente, marches devant, enterrée chœur et droite jusqu'au toit | champ, bord de route | campanile octogonal fermé, bardage zinc, flèche + coyaux, zinc. Bâtière, fort avancée av, + demi croupe avant, ancelles<br>1T nef, voûtes d'arêtes, 1 baie à droite rect., tirant transversal<br>1T chœur, 1 baie gauche rect., chevet plat<br>façade sym: 7 marches gauche + porte rect. + 2 fenêtres rect. + oculus de ventilation des combles | 3 |
| 1230<br>pente faible<br>non enterrée | place du village; pas de mitoyen | Nef unique large.<br>Clocher tour carré accès ext., pyramide à impériale, 1 étage doublets, ardoises. Bâtière + toiture pavillon pour le choeur, débord avant, bac acier.<br>3T nef, voûtes d'arêtes, 6 baies sym, tribune sur la T1.<br>2T choeur, voûtes d'arêtes, 3 baies non sym.<br>façade sym.: portail roman classé + baie plein cintre + oculus ventilation + 3 marches. | 5 |
| Faible pente enterrée par le choeur | champ | Campanile 4 poteaux, toit pyramidal, tôle. Bâtière + pan pour le choeur, large débord avant, bac acier.<br>1T nef, voûte d'arêtes<br>1T choeur 1 baie carrée à gauche, voûte d'arêtes, chevet plat,<br>Façade sym.: porte plein cintre. + 2 fenêtres rect., Tympan par empilement de poutres | 3 |
| 1100<br>plat | place du village; mitoyen (clocher) | Rectangulaire, 3 nefs église halle, chœur début XVIe gothique flamboyant plus étroit, chevet à pans<br>clocher tour carré, 2 étages de doublets, à bulbes, le long du chœur à gauche<br>sacristie long du chœur à droite<br>5T nef (+ narthex), voûtes d'arête + fresques, tribune sur la 1ere, accès narthex coin droit et gauche, sous face = voûtes d'arête, 2 portes symT 5, portail à gauche.<br>3T chœur, séparées de 3 marches, baies triplet gothiques + 2 portes accès sacristie et clocher<br>bâtière avec demi croupe petite à l'avant, avant nef/narthex XIXe, toiture particulière à pan pour le chœur, ardoise | 7 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 133 | VA | Megève | C. | des Pénitents | | | 1500; reconstruite 1734 | bon état |
| 134 | VA | Megève; Le Maz | C. | Saint Barthélémy, Saint Clair | | | 1614, reconstruite 1772 | humide |
| 135 | VA | Megève; Le Petit Bois | C. | Saint Sébastien, Saint François Xavier, Saint Symphorien | | | 1715; parait plus récente!!! | bon état |
| 136 | VA | Megève; Le Planay | C. | Saint Pierre, Saint Paul | | | 1639 | bon état, réfection récente |
| 137 | VA | Megève; Le Planellet | C. | ND des Grâces, Saint Guérin | | | 1663 - 64 | bon état, réfection récente |
| 138 | VA | Megève; Le Villard | C. | Saint Laurent, Saint Nicolas, sainte Catherine | | | 1563, 1775 | bon état |
| 139 | VA | Megève; Les Choseaux | C. | Saint Gervais, Saint Protais | | | | fissures traversantes, gouttreaux |
| 140 | VA | Megève; Les Cretets | C. | Sainte Vierge | | | 1740 | bon état, humide |
| 141 | VA | Megève; Les Pettoreaux | C. | Visitation, Saint Just | | | 1667 | bon état, réfection récente |
| 142 | M | Montendry | E. | Saint-Michel | P.R.N.P. | | 1700<br>façade 1846 | façade restaurée, fissures dans les voûtes |
| 143 | M | Montgilbert | C. | Saint-Marguerite et Bernard | P.R.N.P. | | 1629 | restaurée 1997 |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1100<br>forte pente, enterrée par le chœur | place du village; pas de mitoyen | rectangulaire, chevet plat avec oculus et jour de ventilation des combles dans l'axe faîtière<br>campanile façade hexagonal, bulbe, ouvert, tôle<br>1T nef, voûte d'arêtes, 2 baies plein cintre sym hautes, tribune bois sur l'entrée (sas)<br>1T chœur, voûte d'arêtes, 2 baies plein cintre sym + oculus<br>1 tirant métallique transversal Nef/chœur<br>façade sym. 9 marches + Portail + 2 fenêtres plein cintre + niche + oculus<br>bâtière, demi croupe avant, tôle ondulée | 3 |
| 1310<br>pentre vers la gauche, surélevée à gauche | hameau, bord de route, pas de voisin proche | rectangulaire, chevet plat, 2 jours de ventilation dans les gouttereaux<br>campanile hexagonal, pyramide + coyaux, ouvert, ardoise + tôle<br>1T nef, ou 2????????, 2 baies plein cintre sym hautes<br>1T chœur, 3 oculi<br>1 tirant métallique transversal: chevet<br>façade sym: portail + 2 baies plein cintre<br>bâtière avec demi croupe avant, legers coyaux, ardoises | 3 |
| 1110<br>pente enterrée par le côté | hameau, pas de mitoyen | rectangulaire + jour de ventilation des combles dans l'axe faîtière<br>campanile façade carré 4 poteaux, ouvert, tôle. bâtière, croupe avant, tôle ondulée.<br>1T nef, voûte d'arêtes, 2 baies ogive sym<br>1T chœur, voûte d'arêtes, 2 baiesogive sym. 1 tirant métallique transversal Nef/chœur<br>façade sym. Portail ogive + 2 fenêtres ogives | 3 |
| 1450<br>légère pente vers l'avant | bord de route entrée du hameau | rectangulaire, chevet plat, avancée des 2 murs gouttereaux formant porche<br>campanile carré, ouvert pyramide, tôle<br>1T chœur<br>façade sym: porte + 2 baies surbaissées<br>bâtière + demi croupe avant, tôle | 2 |
| 1336<br>pente, enterrée par le chœur | champ, pas de voisin proche | rectangulaire, chavet plat,<br>campanile hexagonal, façade, ouvert, pyramide, tôle<br>1T nef<br>1T chœur, 2 baies rect à l'ext. Sym<br>façade sym: 4 marches + porte + 2 baies carrées + 1 niche<br>bâtière, demi croupe avant, tôle ondulée | 3 |
| 1230<br>pente, enterrée par le chœur | entrée hameau, bord de route, pas de voisin | rectangulaire, chevet plat, 1 jour de ventilation des combles sous la faîtière<br>campanile hexagonal, façade, ouvert, tôle, à coyaux<br>1T nef, 2 baies plein cintre hautes sym<br>1T chœur, 2 baies plein cintre sym hautes<br>2 tirants métalliques longitudinaux (gouttereaux)<br>façade sym: 12 marches + portail + 2 baies plein cintre + 1 niche + 1 oculus polylobé<br>bâtière + demi croupe et débord important à l'avant, coyaux, tôle ondulée | 3 |
| 1212<br>faible pente, enterrée par le chœur | hameau, bord de route, pas de voisin proche | rectangulaire, chevet plat, avancée des 2 murs gouttereaux formant porche<br>campanile carré, ouvert, à l'impériale, écailles d'acier<br>1T chœur, 1 baie rectangulaire à gauche<br>façade sym: porte + 2 baies surbaissées<br>bâtière, débord avant, tôle ondulée | 2 |
| 1150<br>pente, chœur enterré + terre plein à l'entrée. adossée à la montagne | forêt, pas de voisin | rectangulaire, chevet à pans, avancée des 2 murs gouttereaux formant porche<br>droit, pans pour le chœur + croupe complète à l'avant, bacs acier<br>campanile octogonal, à coyaux, fermé, tôle + écailles acier<br>1T nef, 2 baies plein cintre hautes sym<br>1T chœur, 2 baies plein cintre hautes sym<br>façade sym: 5 marches + portail + 2 baies rectangulaires + 1 niche | 2 |
| 1281<br>Pente vers l'entrée, surélevée - grand perron | bord de route, voisin proche | rectangulaire, chevet plat<br>campanile carré, ouvert, Pyramide 4 pans, tôle<br>1T nef, voûte d'arêtes, 2 baies plein cintre sym<br>1T chœur, voûte d'arêtes, 2 baies plein cintre sym, 1 marche<br>façade sym: 7 marches + porte + 2 baies plein cintre<br>bâtière avec demi croupe sur potences, tôle ondulée | 3 |
| 1180<br>très forte pente transversale.<br>Accolée au soubassement de la route. | village | Croix latine<br>Clocher carré adossé au chevet, 2 étages de jours: simples et doublets en tête, ardoises. Bâtière avec pavillons sur les transepts, ardoise.<br>Sacristie à gauche du chœur<br>Façade sym. : porte + 4 marches + baie hémicirculaire + entablement et fronton triangulaire. | 3 |
| 950<br>forte pente enterrée par le choeur | dans un hameau; sans mitoyen | Clocher mur, 4 pans panneaux PVC. Bâtière + croupe avant large débord, panneaux PVC.<br>1T nef voûte d'arêtes, décors peint.chevet plat avec tirant métallique. + jour de ventilation combles<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 144 | HF | Passy | E. | Saint Pierre-Saint Paul | Mobilier Cl.1905 et 1936 | PM74000283<br>PM89000889<br>PM89000888<br>PM74000285<br>PM74000282<br>PM74000281 | église romane 1012 (clocher actuel) puis 1486-1492 (chœur actuel); rebâtie 1701-1702 | en travaux<br>décors intérieurs refaits 2012 |
| 145 | HF | Passy; Le Bay | C. | St François de Sales, St Symphorien, St Félix, St Grat | Site Cl. 1980 (arrêté du 2/3/46) | RNN50 ? | 1662 ou 1680 | bon état |
| 146 | HF | Passy; Les plagnes, le Plan | E. | St Donat | Site Cl. 1980 | RNN50 ? | 1760, consacrée 1761 | très mauvais état<br>fissures traversantes |
| 147 | M | Presle | E. | Saint Vincent | | | 1792 | mauvais état |
| 148 | M | Presle; Prodin | C. | Notre Dame | | | | Bon état |
| 149 | B | Queige | E. | Sainte Agathe | 4 statues, tableau 1755, retable XVIIe Cl.1998 | PM73001132<br>PM73001131<br>PM73001130 | 1673 - peintures voûtes 1856 | restaurée récemment |
| 150 | B | Queige; Bonnecine | C. | Saint Joseph, Saint Grat et Saint Guérin | | | 1773 (sur l'emplacement d'une Chap. 1600-1620 dédiée à Ste Marie, détruite par une crue) | restaurée récemment |
| 151 | B | Queige; Champ Gilbert, La Poyat | C. | Sainte Brigitte d'Ecosse (anciennement Saint Aubin, Saint Claude) | | | Fondation 23 août 1654 | large fissure sur toute la longueur dans l'axe. Arc doubleau plein cintre totalement affaissé |
| 152 | B | Queige; des Pointières | C. | Saint Bernard de Menthon | | | Fondation 22 avril 1597 | restaurée récemment |
| 153 | B | Queige; Le Villaret et Arechettaz | C. | Saint Sauveur, St Antoine de Padoue et Ste Geneviève | | | Fondation 25 juillet 1689 | Arc doubleau plein cintre totalement affaissé |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 690<br>faible vers l'avant; instabilité du terrain | village, pas de mitoyen | Eglise halle, 3 nefs, collatéraux même hauteur, chœur plus étroit<br>tour clocher en façade, impériale, clocheton. Sert d'abris pour l'entrée au RDC et occupe en partie la travée0 de la nef. Bâtière, croupe arrière avec 2 pans en biais pour rattraper la largeur du chœur, bac acier<br>3T nef + espace sous la tribune le long du sas-clocher, 8 fenêtres hautes sym, tribune arrondie au centre surT 0, accès le long du clocher gauche.<br>2T chœur, sorte de transept, 4 baies hautes sym, 2 marches, accès sacristie à droite<br>sacristie 2 étage le long du chœur travée1<br>façade sym: 1 portail plein cintre ouvrant sur une voûte en berceau de la profondeur du narthex, 2 portes plein cintre donnant dans le narthex, jours rect dans la montée du clocher<br>voûtes d'arêtes peintes partout | 7 |
| 960;<br>forte pente transversale:très encaissée à droite et fossé d'accès | bord de route | Campanile carré, fermé, 4 pans zinc. Bâtière, demi croupes avant et arrière, ardoises<br>1 travée, voûte d'arête surbaissée, 1 baie gauche. Tirant métallique transversal devant le chevet plat. 2 importants contreforts perpendiculaire au chevet dans les angles<br>façade sym: porte arc surbaissé + 2 baies arc surbaissé | 3 |
| 650;<br>Pente: sur un talus et légèrement enterrée à droite | isolée, bord de route | Campanile octogonal sur le chœur ouvert, ardoise, accès le long côté droit. Bâtière à coyaux, avancée de toit, demi croupe avant, croupe arrière, toit pour la sacristie, tuiles mécaniques<br>2T nef, voûtes d'arêtes, arêtes supplémentaires pour la 2e, 4 baies plein cintre sym, Tribune sur la 1/2 de la 1ère sur 2 pilliers, arcs doubleaux et plafond, accès coin droit.<br>1T chœur plus étroit, chevet plat,, voûtes d'arêtes, 2 baies plein cintre sym, 2 marches, barrière communion, accès sacristie gauche<br>corniche très imposante, transition nef/chœur en Demi cercle<br>4 tirants métalliques: 3 nef, 1 chœur<br>façade symétrique: portail avec niche + serlienne + oculus | 5 |
| 570<br>plat | dans le village | Eglise halle, 3 nefs collatéraux même hauteur<br>clocher tour demi hors œuvre le long du choeur, 1 étage de baies plain cintre, pyramide 4 pans, tôle. Bâtière complète, tôle.<br>3T nef voûtées d'arêtes, Tribune sur T1 (plafond), 6 baies hautes sym., pilliers carrés, entablement important<br>1T chœur plus étroit, plan barlong, voûte d'arête surbaissée sur trompes, 1 baies haute à droite, 2 marches + sacristie même volume derrière le chœur, voûte d'arêtes, chevet plat, large baie murée.<br>Façade sym: portail + pilastres supportant fronton triangulaire | 7 |
| 1355<br>plat, au sommet d'un butte | au milieu d'un champ | Toit en chapiteau, bac acier<br>Ronde, 1 travée, coupole. Cerclée/<br>Porte rect. | 0 |
| 620<br>replat | Village; pas de mitoyen | Eglise halle : Nef à 2 collatéraux de même hauteur,<br>Clocher-tour très massif plan carré ancien donjon, sert de chœur en RDC, pas de flèche. Bâtière complète, ardoise. Auvent au dessus du portail d'entrée.<br>3T nef, tribunes en retour d'1T sur les côtés (-"transept"), voûtes d'arêtes.<br>1T chœur droit, voûtes d'arêtes.<br>3 fenêtres par baie à hauteur des tribunes, sym. dans la nef.<br>statues, retable, fresques. | 8 |
| 650<br>pente, chœur en surplomb | hameau, pas de mitoyen | Clocher mur, 2 pans lauzes. Bâtière large débord, tôle ondulée.<br>1T chœur voûte d'arêtes, 1 baie à droite, 1 niche à gauche, clôture chœur en bois, décors peint. Chevet plat + 1 jour d'aération des combles dans l'axe<br>1T nef voûte d'arêtes, décors peint. arc doubleau avec tirant métallique.<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |
| 760<br>faible pente, enterrée par le flanc | pas de mitoyen, champ | Clocher mur, 2 pans tôle. Bâtière large débord avant, tôle ondulée.<br>1T chœur voûte d'arêtes, 1 baie hémicirculaire à droite. Chevet plat. Tympan par empilement de poutres<br>1T nef voûte d'arêtes.<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |
| 942<br>plat | mitoyen : appentis communal, bord de route | Campanile sur 2 poteaux, 4 pans, tôle, à la jonction nef/chœur. Bâtière, tôle ondulée.<br>1T choeur, voûte berceau, 1 fenêtre à droite. Chevet plat. Tympan par empilement de poutres bois<br>1T nef, plafond, 1 fenêtre à droite.<br>façade symétrique: porte + 2 fenêtres carrées | 4 |
| 630<br>pente, semi enterrée par la gauche | champ, pas de mitoyen | Campanile, ouvert, 4 poteaux, 4 pans, tôle. Bâtière large débord, tuiles mécaniques.<br>1T chœur, voûte d'arêtes avec liernes et tiercerons, 1 baie plein cintre à droite. Chevet plat avec 1 jour d'aération des combles dans l'axe<br>1T nef , voûte d'arêtes<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture + niche | 1 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 154 | B | Queige; Les Roengers | C. | Saint Suaire, St Théodule et Ste Reyne | | | 1714 | humide |
| 155 | B | Queige; Molliesoulaz | C. | Saint Bon, Saint Roch et Sainte Marguerite | | | Fondation 4 août 1630 | humide, fissures |
| 156 | B | Queige; Outrechenay | C. | ND des Neiges, St Fabien, St Sébastien puis St Aubin et St Ours (1773) | | | Fondation 2 juillet 1598 | large fissure sur toute la longueur dans l'axe |
| 157 | T | Rognaix | E. | Saint Martin de Tours | mobilier Cl 1985 et Cl. 1998 | PM73001133<br>PM73000648<br>PM73000647<br>PM73000646<br>PM73000645 | 1687- consacrée 1699<br>retable 1698-1702 | bon état,<br>fissures dans les baies |
| 158 | T | Saint Paul sur Isère | E. | St Hyppolyte | retable, statues, chandelier | | 1682-85 | fissures traversantes, façades , gouttreaux, voûtes et tribunes |
| 159 | T | Saint Paul sur Isère | C. | Saint Roch | | | 1631 (épidémie peste) | humide, fissures traversantes façades |
| 160 | T | Saint Paul sur Isère; Le Parc | C. | Saint Donat, Saint Antonin et Saint François Xavier | | | 1734 | |
| 161 | T | Saint Paul sur Isère; le Villard | C. | Saint François de Sales, Saint Grat et Saint Claude | | | 1676 | |
| 162 | M | Saint-Alban-des-Hurtières | E. | Saint-Alban | P.R.N.P. Retable XVIIIe classé MH | | chœur XIV$^{e}$ ; reconst. et agrand. 1708 | restaurée récemment<br>humide |
| 163 | HF | Saint-Gervais-les-Bains | E. | Saint Gervais et Protais | Cl et Ins.1987 | PA00118434 | Tour XIIe; église 1698, consacrée 1702 | réfection récente de la charpente et de la couverture<br>fissures traversantes<br>travaux en cours |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 530<br>pente, semi enterrée par le chœur | pas de mitoyen | Campanile semi-ouvert, 4 poteaux + bardage bois, 4 pans, tôle. Bâtière, avancée avant, tuiles mécaniques<br>1T chœur, voûte en berceau<br>1T nef, plafond: poutres et plaques d'isorel en sous face, 2 baies sym.<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |
| 850<br>plat | mitoyen (appentis)<br>centre village | Clocher mur, 4 pans ardoises. Bâtière large débord avant, bac acier.<br>Plafond choeur et nef: poutres bois, lattis en sous face, plâtré.<br>1T chœur, plafond, 2 baies symétriques, clôture chœur en bois. chevet plat avec 1 jour d'aération des combles dans l'axe<br>1T nef, plafond, dalle béton au sol.<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture + oculus ventilation. | 1 |
| 820<br>légère pente par le côté gauche | mitoyen (ferme) | Clocher mur, 2 pans, ardoises. Bâtière large débord avant, tôle ondulée.<br>1T chœur voûte d'arêtes, 1 baie à droite, clôture chœur en bois. chevet plat + 1 jour d'aération des combles dans l'axe.<br>2T nef voûtes d'arêtes, 1 baie 2e à droite<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |
| 400;<br>pente vers le chœur, entrée en contrebas, chœur en surplomb (mur de soutènement) | bord de route, en contrebas; hors du village | orientée OK<br>clocher tour le long du chœur, 2 étages de doublets plein cintre, toiture pyramidale à coyaux, accès échelle le long du chœur<br>2T nef unique, voûte d'arête, 4 baies plein cintresym hautes<br>1T chœur droit, plus étroit à l'ext dans la partie haute, voûte d'arête avec liernes et tiercerons, 2 fenêtres plein cintre sym hautes, 1 marche<br>sacristie derrière le chœur, accès chevet à gauche, 3 marches à descendre<br>façade sym: 3 marches à descendre, portail sous auvent<br>toit en bâtière, large débord, fausses ardoise, sacrisite toiture 2 pans, , chevet plat avec 2 jours d'aéation des combles de part et d'autre faîtière | 5 |
| 450;<br>pente: façade en fort surplomb grand parvis dominant la route,haut mur de soutenement derrière le chœur | haut du villlage | plan en croix latine, chevet plat, aération combles en façade, voutes d'arêtes partout<br>clocher tour carré 1ereT à droite, toiture à impériale + clocheton, 2 étages de baies plein cintre dont 1 muré<br>2T nef, 4 baies sym hautes + 2 grandes niches 2e travée, tribune 1ère travée, agrandie XIXe, accès coin droit<br>1T croisée du transept 2 baies dans les tympans des bras<br>1T chœur, voûte d'arête avec liernes et tiercerons, 2 baies sym, accès sacristie droite, 3 marches, décors gothique<br>façade sobre sym: portail + serlienne + fenêtre carrée aération<br>Toiture en 1 seul objet, croupes partout, grande avancée de toiture. Sacristie toit 1 pente très raide | 2 |
| 405;<br>bas de talus, enterrée par le chœur | bord de route isolée, pas de mitoyen | rectangulaire, chevet plat, tympans totalement ouverts (murs rect., charpente)<br>1T voûte d'arête<br>façade sym: grande baie porte plein cintre<br>bâtière, croupe avant avec grande avancée de toiture sur potence, bac acier | 3 |
| 627<br>faible pente surélevée | champ<br>pas de mitoyen | très petite, carrée<br>campanile à 4 poteaux, 4 pans, ouvert<br>voûte en berceau?<br>façade symétrique: grande baie porte à claire-voie<br>toit bâtière, 2 pans, grande avancée de toiture, lauzes | 1 |
| 570;<br>pente vers la droite, enterrée par la gauche | hameau | 1 travée, voûtes d'arêtes peinte<br>façade sym: large baie-porte à claire-voie<br>toit bâtière, 2 pans, bac acier, cloche sous le faitage: tympans totalement ouverts, les murs sont rectangulaires<br>fresques int et ext de Arcabas 1949 | 1 |
| 550<br>en balcon | isolée en bord de route | Croix latine<br>clocher tour carré, 2 baies par face, accolé à la sacristie, détaché du vaisseau principal, flèche 6 pans, ardoises.<br>Bâtière + pavillons sur les bras du transept et le choeur + pans pour la sacristie, ardoises.<br>3T nef, voûtes d'arêtes, tribune sur la 1ère T. 6 baies sym murs gouttereaux élégis par des arcs de décharge en plein cintre sur chapiteaux corinthiens<br>1T transept saillant, voûtes d'arêtes. Coupole peinte basse. 2 serliennes sym.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 2 baies sym., chevet plat. + sacristie<br>Façade sym : portail + fronton + serlienne + oculus.<br>Peintures murales XIXe | 2 |
| 810<br>plat | orientée ouest sur place village | Eglise halle, 3 nefs, collatéraux même hauteur, chœur plus étroit<br>Clocher tour plus ancien (fin gothique), appareillage pierres régulier, chaînes d'angle, désaxé par rapport au chœur, 2 étages baies plein cintre, bulbe. Bâtière, grande avancée de toiture avant + croupe sur la nef, toiture plus basse à 3 pans sur le choeur, tôle<br>4T nef, fenêtres plein cintre, tribune sur T1, voûtes d'arêtes, piliers cruciformes<br>2T chœur plus étroit, voûtes en croisées d'ogives peintes, séparées par doubleaux simples<br>façade sym. en 4 parties : portail avec fronton interrompu + 2 fenêtres rect + serlienne + oculus ventilation des combles | 7 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 164 | HF | Saint-Gervais-les-Bains, Saint Nicolas | E. | Saint Nicolas de Véroce | Cl. 1982, 2006 | PA00118435 | 4e quart XVIIe; 1725 - 1729 | réfection complète charpente et toiture, reprise de la coupole, rebouchage des fissures traversantes |
| 165 | HF | Saint-Gervais-les-Bains, Saint Nicolas; Les plans | C. | Ange Gardien, St Nicolas de Tolentine, St François Xavier | Ins. 1975 | PA00118433 | 1ère moitié XVIIIe (1709?) | mauvais état, fissures voûtes |
| 166 | HF | Saint-Gervais-les-Bains, Saint Nicolas; lieu dit: Les Chattrix | C. | Saint Donat, Saint Léonard | Ins. 1976 | PA00118432 | 1693-1722 | couverture neuve fissures traversantes façade, fissures voûtes |
| 167 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Montivon | C. | | | | | très mauvais état, humide, fissures traversantes façade, fissures voûtes |
| 168 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Veroce | C. | Saint-Nicolas | | | | couverture neuve fissures traversantes façade, fissures voûtes |
| 169 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Le Gollet | C. | Ste Anne, St Claude et St Joseph | retable | | 1664 | bon état |
| 170 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Saint Nicolas, Cupelin | C. | St Guérin | | | 1654, ajout du chœur 1930 | réfection intérieure récente, humidité |
| 171 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Le Bionnassay | C. | | | | | très humide, fissures des voûtes et des gouttereaux |
| 172 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Le Champel | C. | | | | | couverture neuve fissures traversantes façade, fissures voûtes |
| 173 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; Bionnay | C. | | | | | humide, fissure des voûtes |
| 174 | HF | Saint-Gervais-les-Bains; les Praz | C. | ND des Sept Douleurs | | | | bon état fissures voûtes |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1150;<br>plat | place du village; pas de mitoyen | Plan cruciforme: transept saillant, chevet droit, nef de 2T inégales, sans bas-côtés, chœur de 2, tribune sur la façade<br>travées, voûtes d'arêtes et coupole octogonale sur la croisée du transept.Le clocher (lanternon et bulbe,)1698.<br>Porche: arc en plein cintre, colonnes à chapiteaux.<br>Serlienne. Entablement en stuc : frise décorée.<br>Peintures int. 1751 et 1856. | 2 |
| 1170<br>plat, 1 marches plus basse que la route = enterrée | hameau, isolée | rectangulaire, chavet plat, 1 jour d'aération des combles avec arc surbaissé<br>campanile carré, ouvert, toiture 4 pans, tavaillons 1807<br>1T chœur, voûte d'arêtes avec médaillon, 2 fenêtres sym rect.<br>1T nef, voûte d'arête s avec médaillon<br>2 tirants métalliques transversaux: façade chevet<br>façade symétrique: portail tuf clé de voûte en diamant arc surbaissé + 2 fenêtres rect. + 1 niche + 3 médaillons<br>bâtière avec demi croupe avant et large avancée, couverture tôle peinte en noir | 3 |
| 1190<br>faible pente, légèrement enterrée par le chœur | isolée | clocheton campanile toit à 6 pans à l'impériale, zinc<br>1T nef, voûte d'arête<br>1T chœur, voûte d'arête, 2 baies sym hautes plein cintre<br>corniche imporante sur tout le pourtour, encadre les fenêtres du chœur<br>3 tirants métalliques transversaux: 2 murs gouttereaux, 1 façade<br>façade symétrique: portail + 2 fenêres. plein cintre tuf pour l'encadrement des fenêtres et de la porte + niche + oculus<br>toit en bâtière 3 pans, grande avancée (250av), bac acier | 3 |
| 1300;<br>fortement enterrée par le côté droit | hameau, pas de voisin proche | rectangulaire chevet plat<br>campanile carré ouvert, façade, toit pyramidal 4 pans, tavaillons<br>façade sym: porte rect. + 2 baies rect. + 1 niche + 1 oculus<br>bâtière grande avancée avant demi croupe, tôle ondulée | 3 |
| 1200;<br>enterrée par le chœur | hameau, pas de voisin proche | rectangulaire, chevet plat<br>campanile ouvert hexagonal, toiture pyramidale droite sur la façade<br>1T nef, voûte d'arête<br>1T chœur, voûte d'arête, 2 baies hautes petites plein cintre<br>façade sym: porte + 2 baies rect. + 1 niche + 1 oculus. Tympan en bois<br>bâtière, grande avancée avec demi croupe, bac acier | 3 |
| 1050;<br>semi enterrée par le chœur, + côté gauche | isolée | Rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles sous faîtière<br>Campanile 4 poteaux, toit pyramidal, tôle. Bâtière, petite avancée toiture, tuiles mécaniques<br>1T nef, plafond à 3 pans sym<br>1T chœur avec 2 baies sym, plafond à 3 pans sym + 1 marche. Chevet plat<br>façade sym.: porte rect. + 2 fenêtres rect. + oculus (haut fronton = bois) | 3 |
| 950;<br>Faible pente vers la gauche | hameau, bord de route, pas de voisin proche | campanile ouvert, 4 poteaux, toit pyramidal à coyaux<br>2T nef, 4 baies sym rect., 1ere voûte d'arêtes, 2e idem+ liernes et tiercerons avec médaillons<br>1T chœur (1930), voûte en berceau, chevet plat percé d'une baie demie cercle, 6 baies rect. très rapprochées, 1 marche<br>façade symétrique: porte + baie en demi cercle + aération combles carrée<br>bâtière, avancée de toiture, demi croupe, tuiles mécaniques | 3 |
| 1330<br>replat | sortie hameau | Rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles sous faîtière<br>Campanile 4 poteaux, toit pyramidal, tôle. Bâtière, petite avancée toiture, tôle.<br>1T nef,voûtes d'arêtes<br>1T chœur avec 2 baies sym, voûtes d'arêtes + 1 marche. Chevet plat<br>façade sym.: portail plein cintre + 2 fenêtres plein cintre. +niche + baie rect ventilation combles | 3 |
| 1220<br>légère pente | hameau, pas de mitoyen | Rectangulaire, chevet plat<br>Campanile 4 poteaux, toit pyramidal, tôle. Bâtière, croupe avant avec avancée toiture, tôle.<br>1T nef,voûtes d'arêtes<br>1T chœur avec 2 baies sym, voûtes d'arêtes + 1 marche. Chevet plat<br>façade sym.: portail surbaissé | 3 |
| 950<br>très forte pente.<br>Escalier en façade | isolée sortie de village | Rectangulaire, chevet plat, 1 jour d'aération des combles sous faîtière<br>Campanile 4 poteaux, toit pyramidal, tôle. Bâtière, forte avancée toiture, tôle.<br>2T nef,voûtes d'arêtes, 2 baies sym. T1, 2 tirants<br>1T chœur avec 2 baies sym, voûtes d'arêtes + 1 marche. Chevet plat<br>façade sym.: portail plein cintre + 2 fenêtres rect. + occulus + baiequadrilobée ventilation combles | 3 |
| 830<br>forte pente, | hameau | Campanile sur 4 poteaux, 4 pans, tôle. Bâtière avec croupe, fort débord avant, bac acier.<br>1T nef, voûtes d'arêtes, tribune.<br>1T choeur, voûte d'arêtes, 1 fenêtre à droite. Chevet plat. + jour de ventilation des combles<br>façade symétrique: portail plein cintre + 2 fenêtres carrées + niche + oculus | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 175 | M | Saint-Léger | E. | Saint-Léger | P.R.N.P. | | XVIIIe. Allongée 1836 + ajout de 2 chapelles latérales | restaurée récemment |
| 176 | VA | Saint-Nicolas-la-Chap. | E. | Saint Nicolas | Cl. 1958<br><br>Retables du transept, maître-autel et baldaquin Décor peint 1866 refait en 1942 par Henri Modena et en 1977 par Faurot et Garnier. | PA00118327 | 1775 - 1776 | graves fissures traversantes sur tout le batiment, problèmes géotechniques |
| 177 | VA | Saint-Nicolas-la-Chap.; Le Passieu | C. | Saint Sébastien, Saint Antoine et Saint Guérin | | | 1747 | humide, bon état |
| 178 | HF | Sallanches; Blancheville | C. | Saint Laurent | | | 1656 | restauration récente, fissures extérieures dans le chevet |
| 179 | HF | Sallanches; du Cret | C. | Saint Pierre, Saint Donat et Saint François de Sales | | | 1697, reconstruite en 1791 | restauration 1842 restauration récente, toiture neuve |
| 180 | HF | Sallanches; la Provence | C. | Saint Jean Népomucène | | | 1764-1766 | restauration récente, toiture neuve |
| 181 | HF | Sallanches; le Mont | C. | Sainte Anne | | | 1651, rebâtie 1724 | réfection intérieure récente, humidité |
| 182 | HF | Sallanches; Luzier | C. | St Alexis, Ste Anne et St Guérin | | | 1716 | restauration 1854 et 2015 |
| 183 | HF | Sallanches; Saint Martin sur Arve | E. | Saint Martin | | | 1681 | Bon état fissures verticales milieu des baies |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 400<br>forte pente enterrée par l'arrière, pied de falaise | hameau voisins proches | clocher tour carré sur le côté de la nef, 1 étage de baies plein cintre, 4 pans à coyaux, ardoises. Bâtière + toiture à pans plus haute pour le choeur, ardoise<br>3T nef + 2 chapelles latérales, voûtes d'arêtes. Baies de hauteurs variées rect.<br>1T chœur semi circulaire, coupole. Baies hémicirculaires<br>Façade sym. : porte plein cintre + baie rect. | 3 |
| 1500,<br>forte pente | Isolée; pas de mitoyen | Plan en croix latine avec nef unique et transept, contreforts sur les gouttereaux de la nef (travées et façade)<br>Clocher à double lanternon, Toiture refaite, 1 étage de baiesgéminées en arcs brisé inscrites dans un arc plein cintre<br>2T nef, voûtes d'arêtes, 4 baies hautes plein cintre + 1 porte 2eT gauche, Tribune sur la 1ereT sur 2 poteaux ronds + voûtes d'arêtes, accès angle droit<br>1T de croisée de transept, voûte d'ar^te + 2 bras de transept, voûtes d'arêtes avec petits et grands quartiers en alternance, 2 baies hautes sym hautes plein cintre dans les tympans<br>2T chœur, 2 marches 1 voûte d'arête avec liernes et tiercerons, 1 baies haute plein cintre droite + 2 portes, 3 marches 2e voûtes d'arêtes avec petits et grands quartiers en alternance, 2 baies hautes sym plein cintre<br>4 tirants métalliques transversaux<br>façade sym: 12 marches + Portail (pilastres, demi fronton cintré avec une niche) + baie haute polylobée + oculus (aération des combles)<br>Toiture croix latine avec croupes arrondies partout, demi croupe sur la façade avec large débors, tavaillons | 2 |
| 950,<br>forte pente, légèrement enterrée par le chœur | bord de route | rectangulaire, chevet plat avec angles très arrondis, hauteur très importante<br>campanile hexagonal, écailles d'acier, à l'impériale + flèche<br>1 travée, 2 baies hautes sym<br>4 tirants métalliques aux angles avec clés ouvragées<br>Façade sym: 1 marche + porte + 2 fenêtre rectangulaires<br>Toiture à 4 pans, grand auvent avant, tôle | 3 |
| 580;<br>pente: enterrée par le chœur | bord de route, dispersé, champ | dimensions très modestes, rectangulaire, chevet plat,<br>campanile hexagonal, toit 6 pans, à coyaux, ardoises<br>1 travée, voûte en berceau, 1 marche séparant chœur et nef, 1 fenêtres rect dans le chœur<br>façade disymétrique:5 marches + porte rect. + 1 fenêtre carrée<br>bâtière, demi-croupe, grande avancée de toit, ardoise | 3 |
| 724;<br>sur un talus: gouttereau droit et chœur beaucoup plus hauts | bord de route, voisins proches, mur mitoyen | rectangulaire, très haute, chevet plat, plafond plat partout + corniche<br>campanile hexagonal, écailles acier, 6 pans droits1 marche pour séparer chœur et nef<br>façade symétrique: portail rect. + 2 fenêtres rect. + oculus<br>une fenêtre par façade latérale<br>bâtière, grande avancée de toit, demi-croupe avant et arrière, tuiles mécaniques | 3 |
| 760<br>plat | village, mitoyen avec une ferme (chœur) | rectangulaire, chevet plat, adossée à une ferme<br>bâtière, croupe avant, grand débord de toiture, tuiles<br>campanile carré fermé, 4 pa,s coyaux, très élancé, écailles zinc<br>façade symétrique: porte rect.+ 2 fenêtres erct. + niche<br>plafond plat, mur de façade rectangulaire (avancée de toiture avec platelage bois)<br>2 baies rect. sym dans les gouttereaux | 3 |
| 820<br>pente transversale: enterrée gauche et chœur | isolée bord de route | rectangulaire, chevet plat<br>campanile fermé à 6 pans, toiture à l'impériale, écailles de zinc<br>1T chœur, voûte d'arêtes avec liernes et tiercerons, 2 baies plein cintre sym, 1 marche<br>1T nef, voûte d'arêtes peinte<br>Façade symétrique: portail + 2 fenêtres plein cintre + jour carré ventilation des combles<br>bâtière, demi croupe avant, croupe arrière, grande avancée de toit, tuiles<br>2 tirants métalliques transversaux; façade, chevet | 4 |
| 600<br>pente, enterrée par chœur | hameau, voisins proches, ancien terrain boueux | rectangulaire, chevet plat<br>campanile fermé à 6 pans, toiture à l'impériale, écailles de zinc<br>1T nef, voûte d'arête<br>1T chœur, voûte d'arêtes, 2 baies plein cintre sym, 1 marche<br>façade symétrique: portail + 2 fenêtres plein cintre + jour carré ventilation des combles<br>1 tirant métalique transversal: façade<br>bâtière, demi croupe avant, croupe arrière, grande avancée de toit, coyaux, tuiles | 3 |
| 700<br>sous le niveau de la route (3 marches) | Bord de route, mitoyen (transept gauche: chaufferie + local edf) | plan en croix latine, chevet plat, 1 vaisseau<br>clocher tour carré au dessus de la 1ereT nef, flèche poygonale, bac acier<br>2T nef, voûtes d'arêtes, 4 baies plein cintre hautes sym + porte accès ext à droite 2e travée, Tribune sur 2 poteaux ronds + plafond en sous face sur la 1ère travée, accès coin gauche.<br>1T transept, voûtes d'arêtes, 2 baies plein cintre sym tympans des bras<br>1T chœur, voûtes d'arêtes avec liernes et tiercerons, 2 baies plein cintre sym + porte accès sacristie à droite, 2 marches<br>sacristie excroisance contre le chœur à droite, toit 1 pente droite<br>corniche, 3 retables, chaire<br>façade symétrique: portail voûté plein cintre + niche + serlienne<br>toit même hauteur partout, croupes partout, coyaux, ardoises | 2 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 184 | HF | Servoz | E. | Saint Loup | tableau | PM74000614 | 1471 (ancienne Chap. = chœur actuel); agrandie 1537; remaniée 1697-1702 | mauvais état fissures voûtes et fissures traversantes façade fissures longitudinales des voûtes, humidité , charpente d'origine |
| 185 | M | St-Rémy-de-Maurienne | C. | Sainte-Marguerite du Replat | | | 1674. restaurée et agrandie 1806. décorée 1898 | Restaurée 1989. Mauvais état, humide |
| 186 | T | Tours en Savoie | E. | Saint Piat | | | XVIIe | bon état, épaufrures voûtes et murs |
| 187 | T | Tours en Savoie | C. | Sainte Apollonie, ND de Tout-Pouvoir, Saint Jacques, Saint-Philippe | tabernacle, statues | | 1773 | 1837 incendie: reconstruction clocher et charpente, restauration 1974 et 1999 |
| 188 | T | Tours en Savoie | C. | Saint Clément | | | XVIIe | mauvais état, fissures traversantes façades et voûtes |
| 189 | VA | Ugine | E. | Saint-Laurent | | | 1685, agrandie XIXe | bon état |
| 190 | VA | Ugine, Mont dessus | C. | St Pierre et St Guérin | | | | |
| 191 | VA | Ugine, Montgombert | C. | ND du Puy St Jean Baptiste Ste Apolline | | | | |
| 192 | VA | Ugine, Soney | C. | Saint Claude | | | | très bon état |
| 193 | VA | Ugine; Héry sur | E. | Saint Sauveur | | | XVIIIe | fissures voûtes |
| 194 | VA | Ugine; Outrechaise | C. | La Vierge et Saint Grat | | | | bon état |

| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 830<br>plat | village, pas de mitoyen | rectangulaire, 1 vaisseau, chevet plat, chœur plus étroit, oculus ventilation en façade<br>clocher tour carré, reconstruit après la Révolution, côté du chœur; coiffé d'une pyramide, d'un lanternon, d'un petit dôme<br>3T nef, voûtes d'arètes, 6 baies sym + 2 portes sym 3e T (ext et chaufferie), Tribune sur les 2/3 1 ère travée, sur voûtes d'arètes, acccès coin gauche<br>2T chœur, voûtes d'arètes et idem avec liernes et tiercerons, 2 baies sym, 4 marches<br>chaufferie collée 3eT nef, à gauche<br>façade symétrique: 4 marches (descendre) + portail + auvent sur potence + oculus + 2 niches+ oculus<br>bâtière avec demi croupe av et arrière + grand débord de toit + toiture particulière plus basse pour chœur et sacritie: bâtière avec croupe arrière<br>3 tirants métalliques transversaux: 2 2e et 1 3e travées | 5 |
| 970<br>pente | isolée, bord de route | Campanile bois sur 2 poteaux, 4 pans à coyaux, tôle. Bâtière avec grande avancée, tôle<br>1T nef, voûte d'arêtes<br>1T choeur, voûtes d'arêtes<br>Façade sym.: 1 porte, 2 fenêtres, 1 niche | 4 |
| 370;<br>pente dans le cimetière, enterrée par le chœur | hors du village, entourée cimetière | Croix latine, nef unique, chevet plat<br>clocher carré, contre le chœur et le transept gauche, accès chœur gauche<br>2T nef, voûte d'arète, 4 baies hautes sym, Tribune sur la 1ereT sur pladond plat, 2 poteaux, accès coin gauche, porte 2eT à droite<br>1T de transept, voûtes d'arète, 2 baies hautes sym tympans des bras<br>1T chœur, 2 baies hautes sym, 2 marches, voûte d'arète avec liernes et tiercerons<br>sacristie collée contre le transept droit, même volume, même couverture<br>excroissance de la chaufferie contre chœur + sacristie<br>importante corniche<br>façade sym: portail avec niche + serlienne + oculus<br>toit en bâtière prolongé sur les transepts | 2 |
| 400<br>plat | village | 1T nef, voûte d'arète peinte, 1 arc doubleau très marqué<br>1T chœur, voûte en cul de four, 2 pénétrations pour les 2 oculi<br>campanile octogonal, briques et bois, flèche ardoises, abas son bois<br>façade sym: porte rect. + 2 fenêtres rect. + 1 rosace<br>toit bâtière, ardoise ??? | 4 |
| 450;<br>forte pente, enterrée par le chœur | forêt, construite au dessus des digues qui protègent le village | base rectangulaire, chœur hémicirculaire, toit adapté<br>clocher mur, 2 pans<br>façade sym: porte rect. + 2 fenêtres rect. + niche<br>toit bâtière, bacs aciers, grand débord avant | 4 |
| 450,<br>plat | village,<br>pas de mitoyen | chœur datant du XIIe, avec deux travées et un chevet droit voûté d'ogives.<br>Façade en 3 parties<br>Les colonnes supportent un chapiteaux à feuillages et laisse apparaître une nef-halle du XVIIe avec des retables de style baroque. | 9 |
| | | | 3 |
| | | | 3 |
| 430<br>fort devers par le côté droit | dans le hameau, pas de bâtiment proche | rectangulaire<br>campanile carré fermé, tôle ondulé, au-dessus de la façde, 4 pans<br>chœur 1 fenêtre carré, oculus sous combles?<br>façade symétrique: portail, 2 fenêtres cintrées, 1 niche<br>Grande avancée de toiture, tuiles?, bâtière | 3 |
| 950,<br>pente par le côté | village,<br>pas de mitoyen | Croix latine, chœur plus étroit, transepts courts arrondis, nef unique, chevet plat<br>clocher 1 ereT gauche, 2 éatges de doublets puis baie simple plain cintre, pyramide. Bâtière avec même sur les transepts.<br>voûtes d'arêtes avec doubleaux sur pilastres partout<br>2T nef, 2 baies à droite, acces clocher 1T gauche, Tribune 1ereT sur 3 voûtes d'arète et plafond plat, accès coin gauche, 4 tirants metalliques transversaux<br>1T transept, 4 + 2 baies symétriques dans les tympans des bras<br>1T chœur, voûte d'arète angles arrondis, 2 baie sym, 2 à droite,accès sacristiearrière.<br>façade symétrique: portail rect. + occulus. Bi partition, forts pillastres. | 1 |
| 420<br>faible pente | hameau<br>pas de mitoyen | campanile carré, toit pyramidal<br>façade symétrique portail + baie demi cercle; même baie sur les 2 façades latérales<br>.grand débord de toit | 3 |

| N° | Rég. | Commune | Ed. | Titulature | Class./Inscr. | Fiche Mérimée | Dates | Etat de conservation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 195 | HF | Vallorcine | E. | Notre Dame de l'Assomption | | | 1288, reconstruite en 1756 | Consolidée en 1844, 1851, 1953, 2006 |
| 196 | CS | Venthon | E. | Saint Christophe et Saint Donat | | | 1717, consacrée 1728 | restaurée récemment, fissures |
| 197 | CS | Venthon, de la montée | C. | Sainte Brigitte, Saint Aubin, Sainte Jeanne de Chantal et Saint Pierre | | | 1779 | restaurée récemment, humide |
| 198 | B | Villard sur Doron | E. | Saint Pierre | cloche 1537 Cl. 1943/08/27 | PM73000972 | 1672-76 | restaurée récemment légères fissures |
| 199 | B | Villard sur Doron; Le Cray Haut | C. | Saint François | | | | toiture neuve humide, très mauvais état |
| 200 | B | Villard sur Doron; Le Cudray | C. | Saint Clair | | | 1688 (? Sculpté sur la faîtière) | nombreuses fissures |
| 201 | B | Villard sur Doron; Le Mont | C. | Sainte Appoline | | | 1740, 1820, 1893, 1903 | très mauvais état, humide, fissures traversantes |
| 202 | B | Villard sur Doron; Les Billords | C. | Saint Grat, Saint isidore et Notre Dame de pitié | | | | mauvais état, fissures, humide |

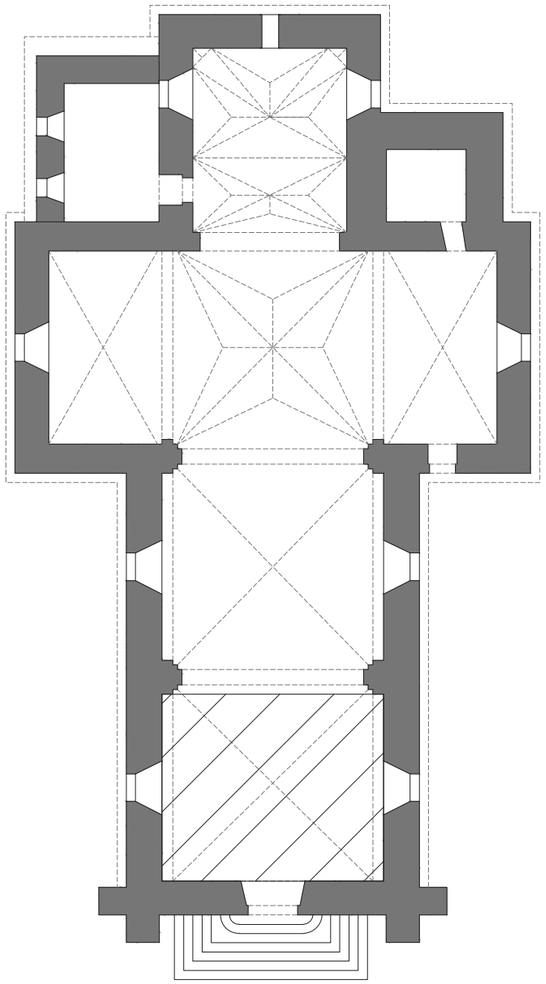
| Altitude / Pente | Situation | Observations | T.S. |
|---|---|---|---|
| 1400;<br>Turne en pierre (étrave) qui potège l'église des avalanches. | pas de mitoyen, hors du village | Croix latine, chœur plus étroit, nef unique, chevet plat, angles coupés<br>clocher 1 ereT gauche<br>2T nef, 2 baies à droite, acces clocher 2eT gauche, Tribune 1ereT sur 3 voûtes d'arète et plafond plat, accès coin gauche,<br>1T transept, 2 baies symétriques dans les tympans des bras, transepts plus bas<br>1T chœur, voûte d'arète angles arrondis, 1 baie à gauche, 2 à droite,accès sacristie à gauche<br>3 tirants metalliques transversaux: 2 façade, 1T 1-2<br>façade symétrique: perron 4 marches + portail + 3 fenêtres plein cintre<br>Toit même niveau partout, croupe partout, grand avant toit sur potences, bac acier<br>voûtes d'arêtes avec doubleaux sur pilastres partout | 1 |
| 530<br>forte pente, grand escallier en façade | place village, pas de mitoyen | Eglise halle : Nef à 2 collatéraux de même hauteur,<br>Clocher tour carré dans œuvre accolé au chœur, 2 étages de 4x2 baies, flèche impériale, ardoises. Bâtière à coyaux, pavillon sur le choeur, bac acier.<br>3T nef, voûtes d'arêtes, 6 fenêtres hautes, plein cintre sym. Tribune sur la T1. Piles cruciformes.<br>1T chœur plus étroit, voûtes d'arêtes, 1 fenêtre à droite + accès sac.<br>façade sym.: portail avec auvent sur potence + fenêtre plein cintre + oculus ventilation + volée de marches pour atteindre l'entrée<br>Moulures, statues, retables. | 7 |
| 758<br>forte pente, semi enterré par le côté | champ; pas de mitoyen | Clocher mur, 4 pans ardoises.Bâtière + pans sur le choeur, très large débord avant, ardoises.<br>1T nef, voûte d'arêtes.<br>1T choeur plus étroit, voûtes d'arêtes, 2 baies sym., chevet 3 pans.<br>façade sym.: porte + 2 fenêtre rect. + oculus | 4 |
| 722<br>forte pente par le travers. | Village; pas de mitoyen | Eglise halle: Nef à 2 collatéraux de même hauteur,<br>Tour clocher à bulbe plan carré refait en 1895, Bâtière complète avec pan pour le choeur, bac acier.<br>3T nef, tribune en retour sur 2, formant un petit transept, voûtes d'arêtes. 6 baies à droite, 3 à gauche.<br>1T choeur, 2 baies non sym. + accès clocher et sac.<br>Façade peinte en trompe l'oeil, fresques, poutre de gloire, retable | 8 |
| 1140<br>sommet colline | champ, pas de mi toyen | Clocher mur, 2 pans, lauzes ; Bâtière large débord avant, bac acier.<br>1T chœur, voûte d'arête, 1 fenêtre gauche. Clôture chœur en bois. chevet plat + 1 jour d'aération des combles dans l'axe<br>1T nef, voûte d'arêtel.<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |
| 680<br>forte pente, semi enterrée par le chœur | bord de route entrée de village, voisin proche | Clocher mur, 2 pans ardoises. Bâtière large débord, tôle ondulée, en pente vers l'arrière<br>1T chœur voûte d'arêtes, 2 baies sym., chevet plat + 1 jour d'aération des combles à gauche<br>1T nef voûte d'arêtes. arc doubleau avec 1 tirant métallique transversal<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture + niche | 1 |
| 1060<br>faible pente, | hameau, pas de mitoyen | Clocher mur, 2 pans bac acier. Bâtière large débord, tôle ondulée et tuiles.<br>1T très en longueur, voûte en berceau avec des décors en stuc pour imiter les pilastres, voûtes et clés de voûtes.<br>Chevet plat + 1 jour d'aération des combles<br>Façade à claire-voie : grande baie avec clôture. | 1 |
| 670<br>pente, enterrée par l'entrée (4 marches pour descendre) | bord de route, pas de mitoyen | Clocher mur, 2 pans en lauzes. Bâtière large débord, tuiles goudronnées.<br>1T chœur voûte d'arêtes, 1 baie à gauche, chevet plat + 1 jour d'aération des combles dans l'axe<br>1T nef voûte d'arêtes. Tirants métalliques: 2 longitudinaux, 1 transversal fond de choeur<br>Façade sym.: portail + 2 fenêtres + niche + oculus | 3 |

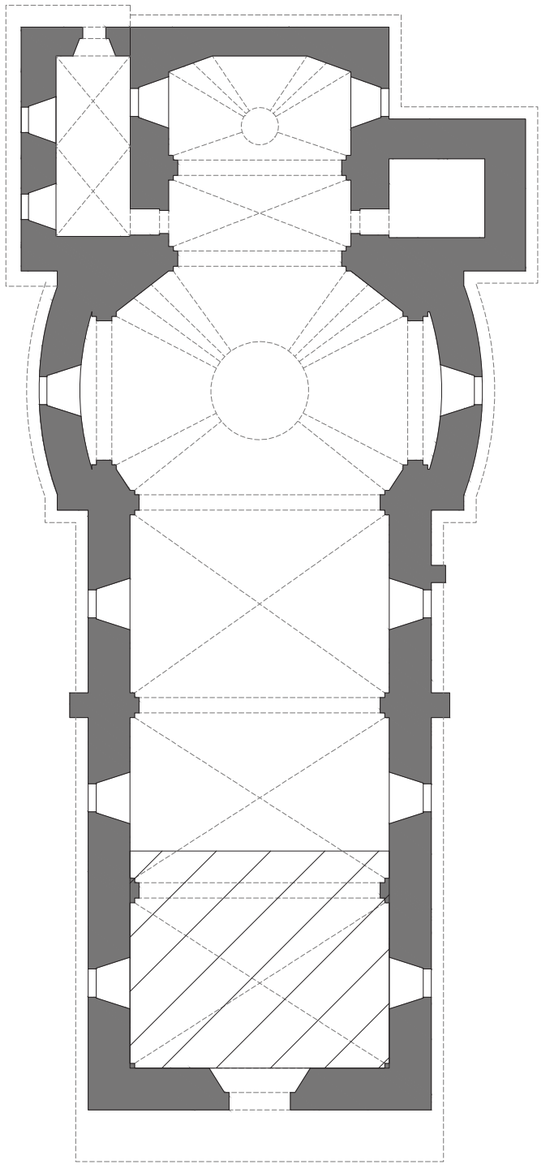
# Annexe C

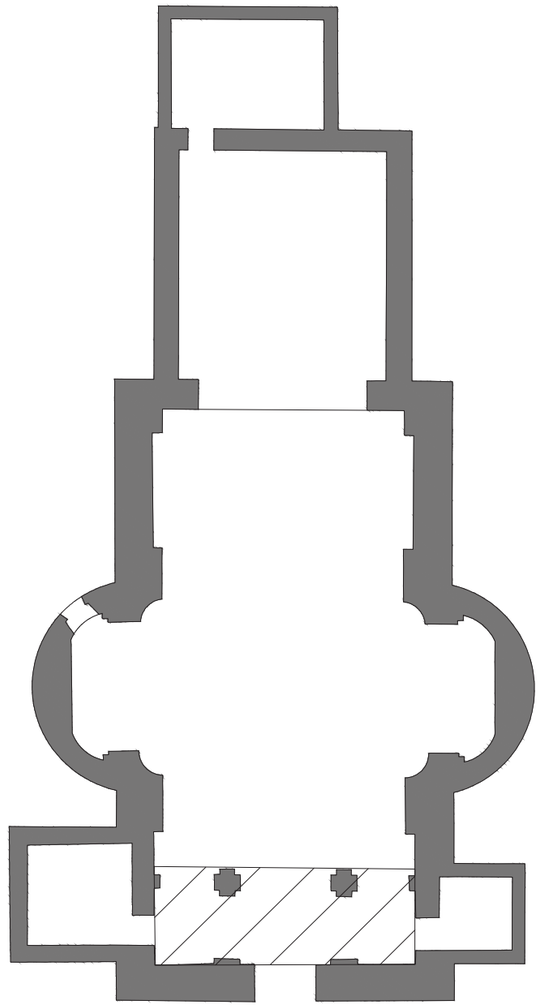
# Planches de comparaison morphologique des 200 bâtiments

Ces planches format A3 regroupent tous les plans an 1/200e des édifices étudiés ici.

Ils sont rangés par type structurel, les églises puis les chapelles. Le numéro indiqué dans la marge renvoie à l'annexe B, classée par ordre alphabétique des communes, afin de pouvoir associer au plan une description plus générale de l'édifice.







***TS: 1***
***n° 6***

Haut Faucigny,
Argentière,
Église Saint-Pierre.

***TS: 1***
***n° 127***

Haut Faucigny,
Les Houches,
Église Saint-Jean-Baptiste.

***TS: 1***
***n° 6***

Val d'Arly,
Ugine, Héry-sur-Ugine
Église Saint-Sauveur.

***TS: 1***
***n° 195***

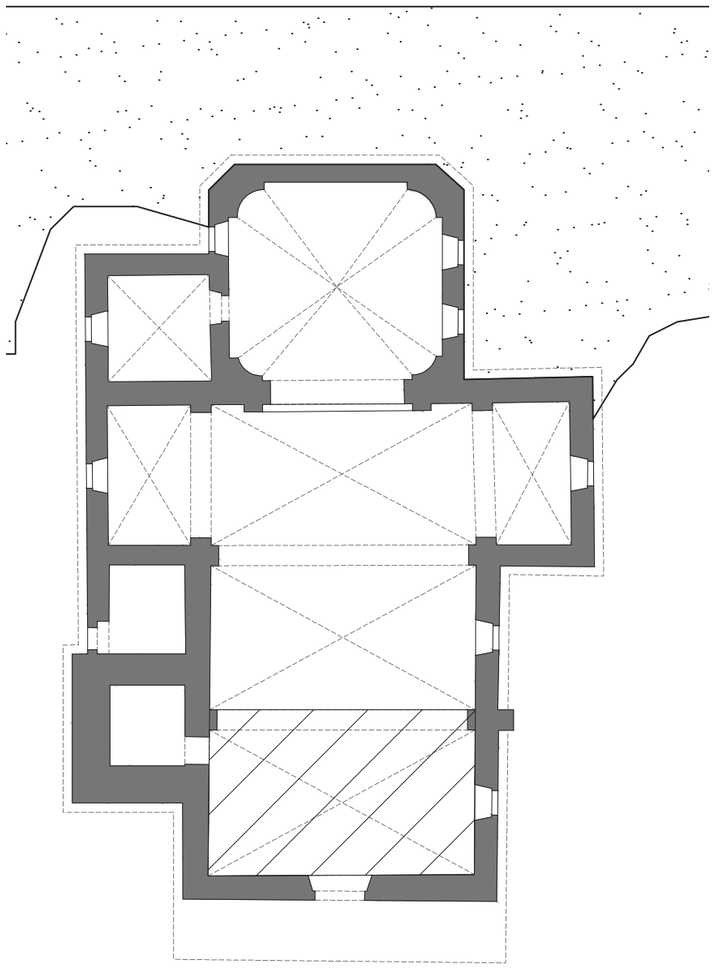
Haut Faucigny,
Vallorcine
Église Notre-Dame-de-l'Assomption.

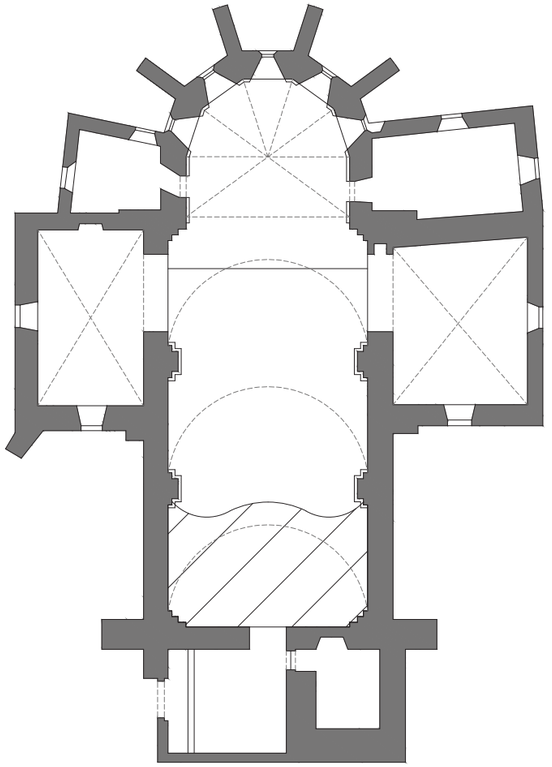
***TS: 2***
***n° 1***

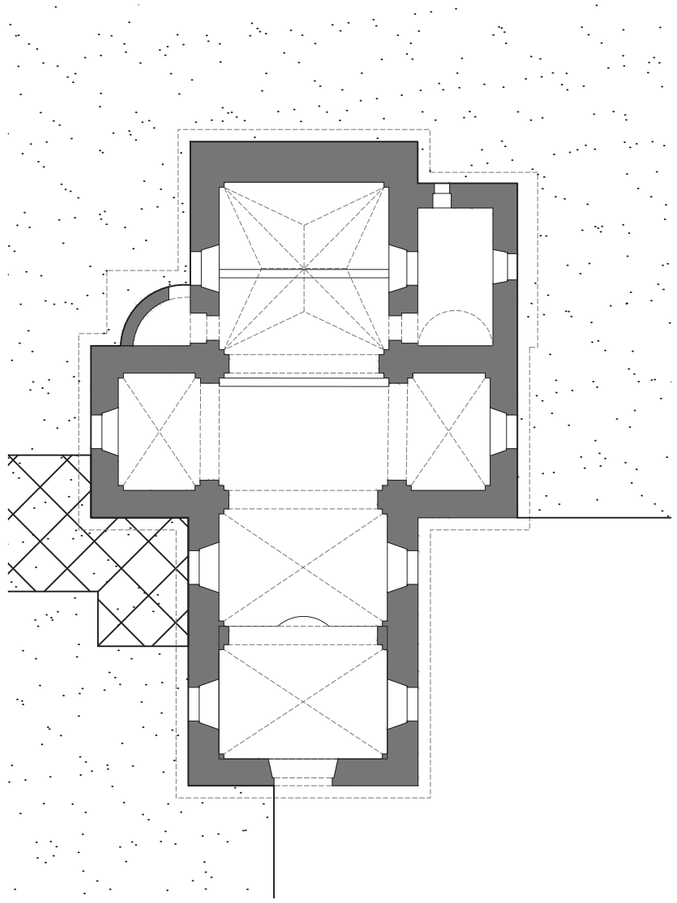
Maurienne,
Aiguebelle,
Église Saint-Etienne et Saint-Christophe

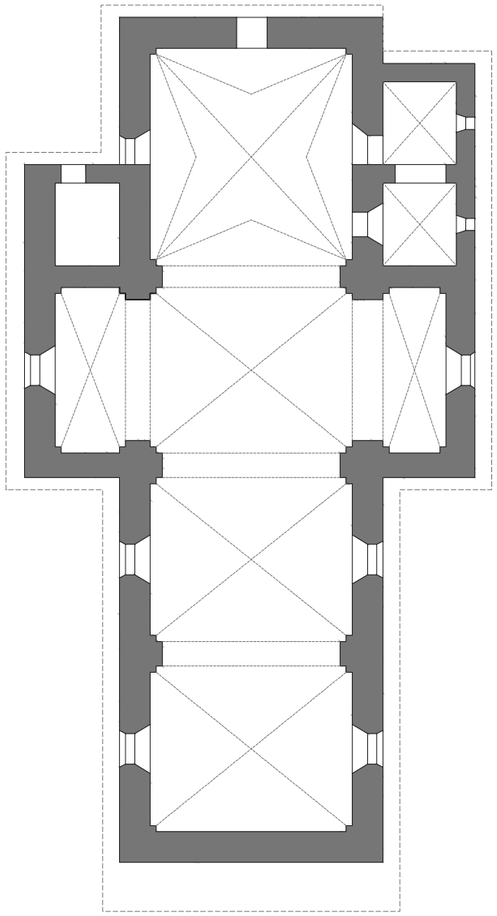
***TS: 2***
***n° 183***

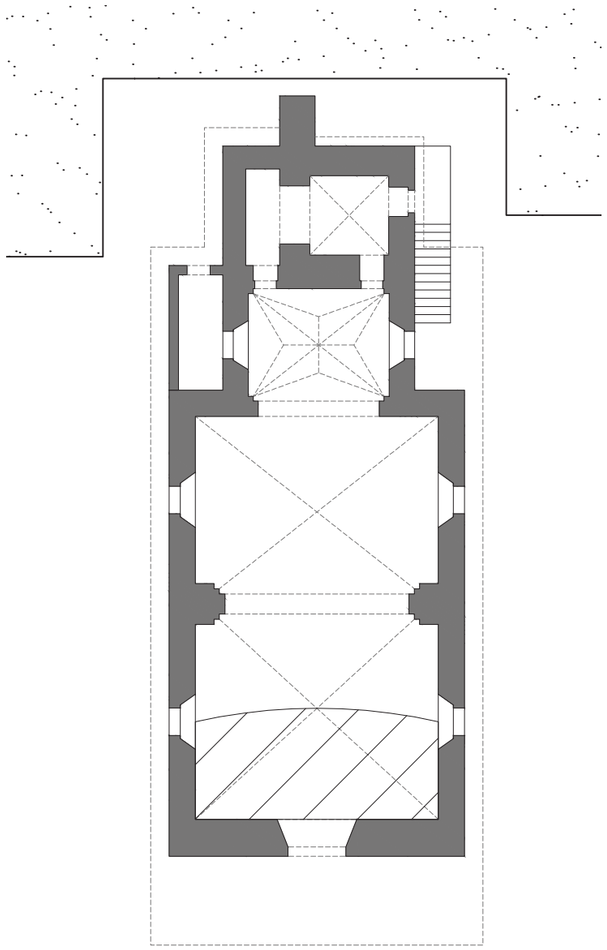
Haut Faucigny,
Sallanches, Saint-Martin-sur-Arve
Église Saint-Martin.

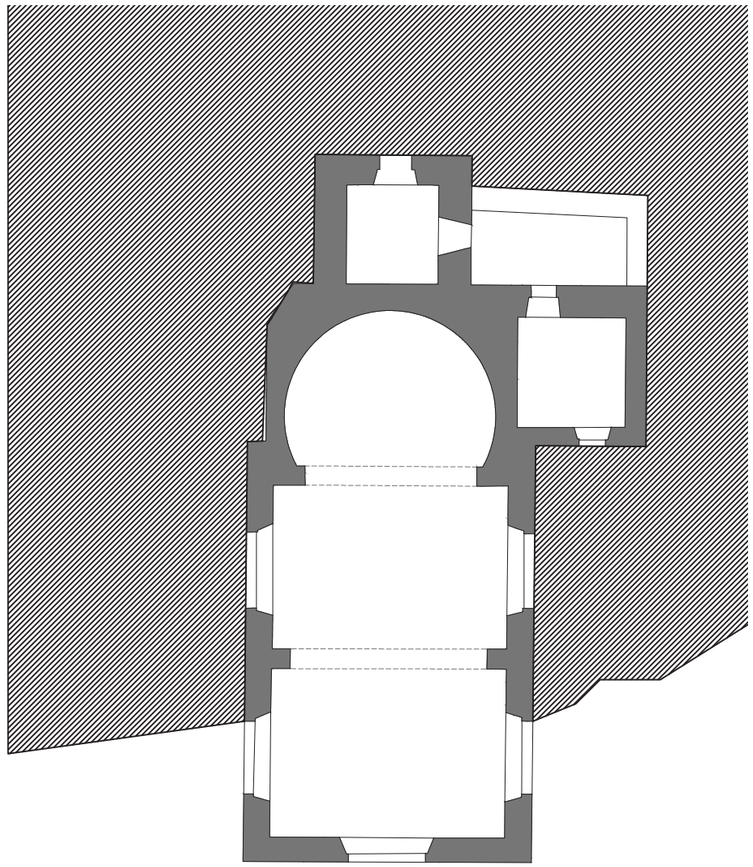












***TS: 2***
***n° 186***

Tarentaise,
Tours-en-Savoie
Église Saint-Piat.

***TS: 5***
***n° 92***

Val d'Arly,
Domancy,
Église Saint-André.

***TS: 5***
***n° 107***

Tarentaise,
La Léchère, Célliers
Église Notre-Dame de
l'Assomption.

***TS: 5***
***n° 125***

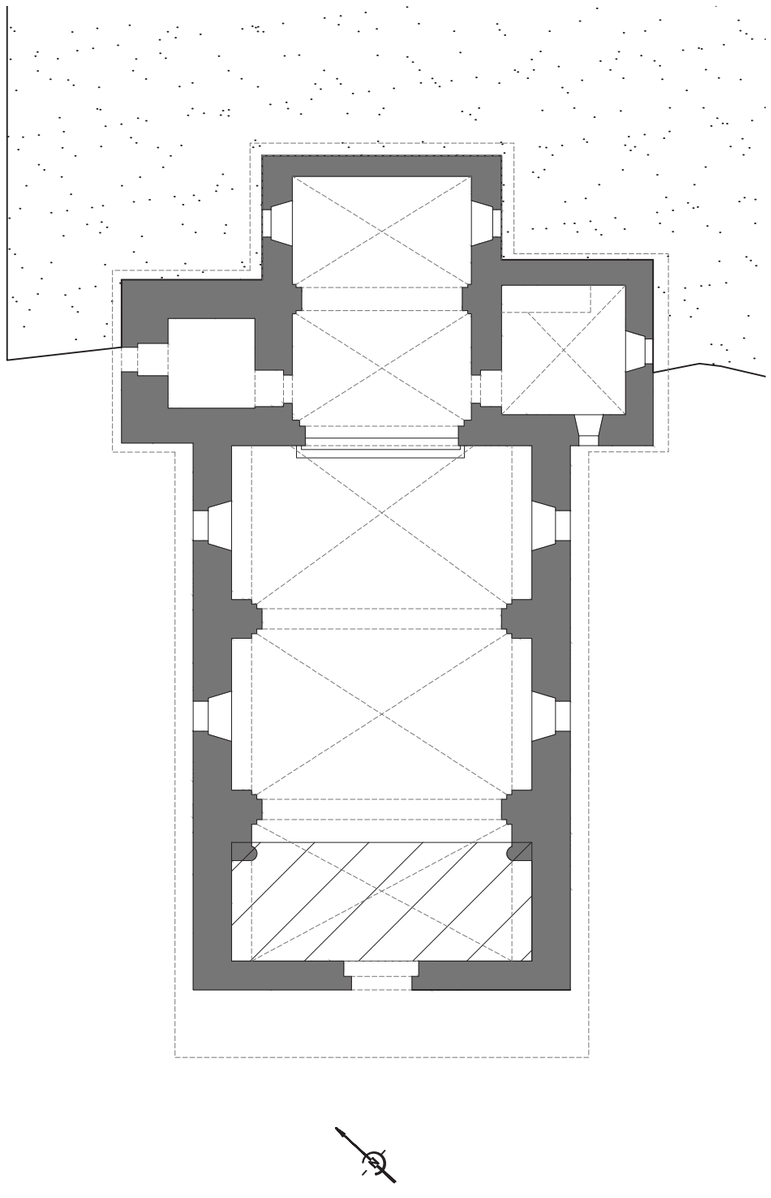
Haut-Faucigny,
Les Contamines-Monjoie
Église de la Sainte-Trinité.

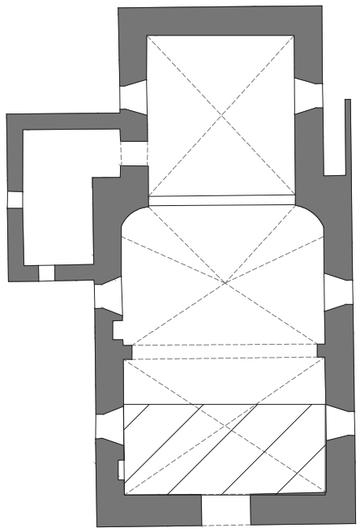
***TS: 5***
***n° 146***

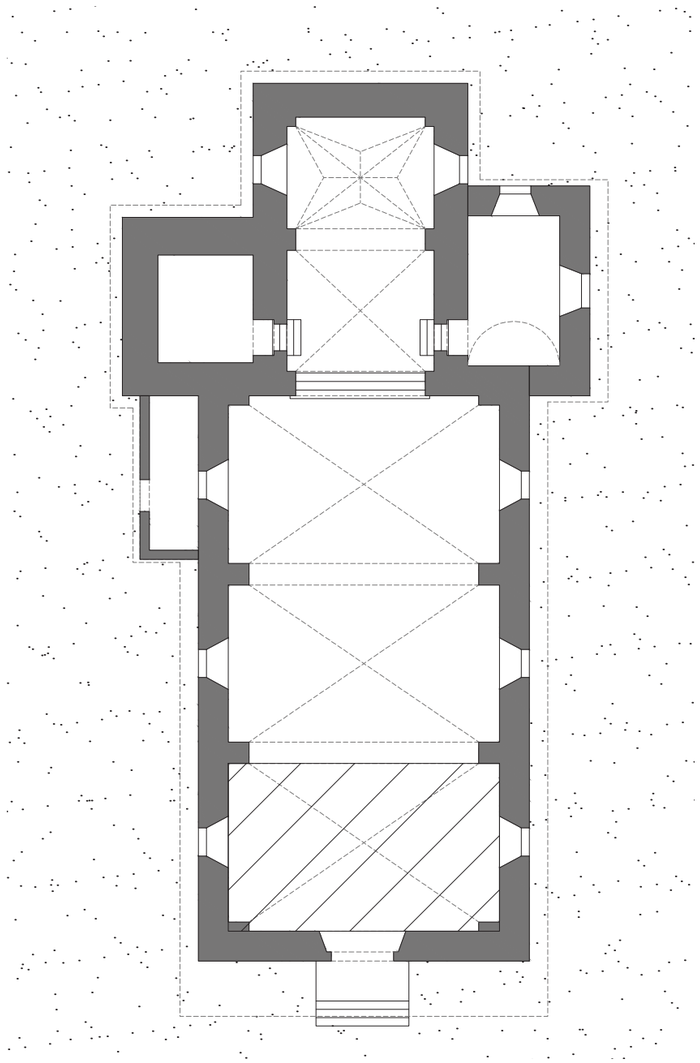
Haut-Faucigny,
Passy, Les Plagnes
Église Saint-Donat.

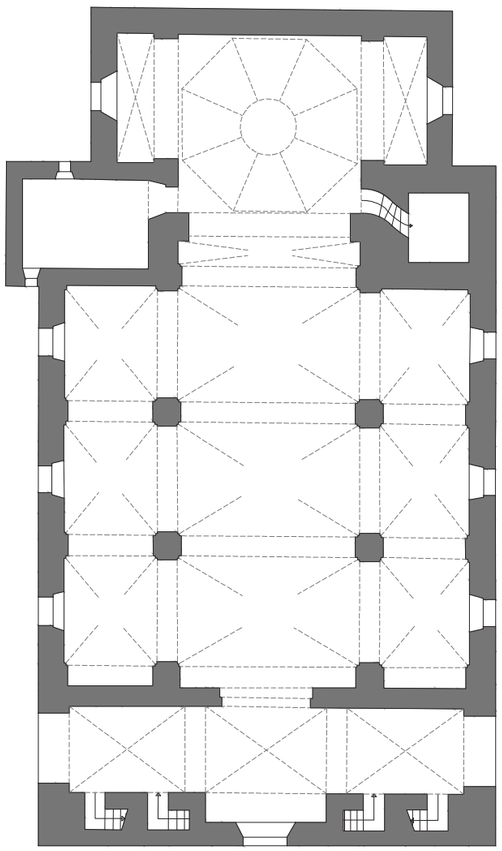
***TS: 5***
***n° 184***

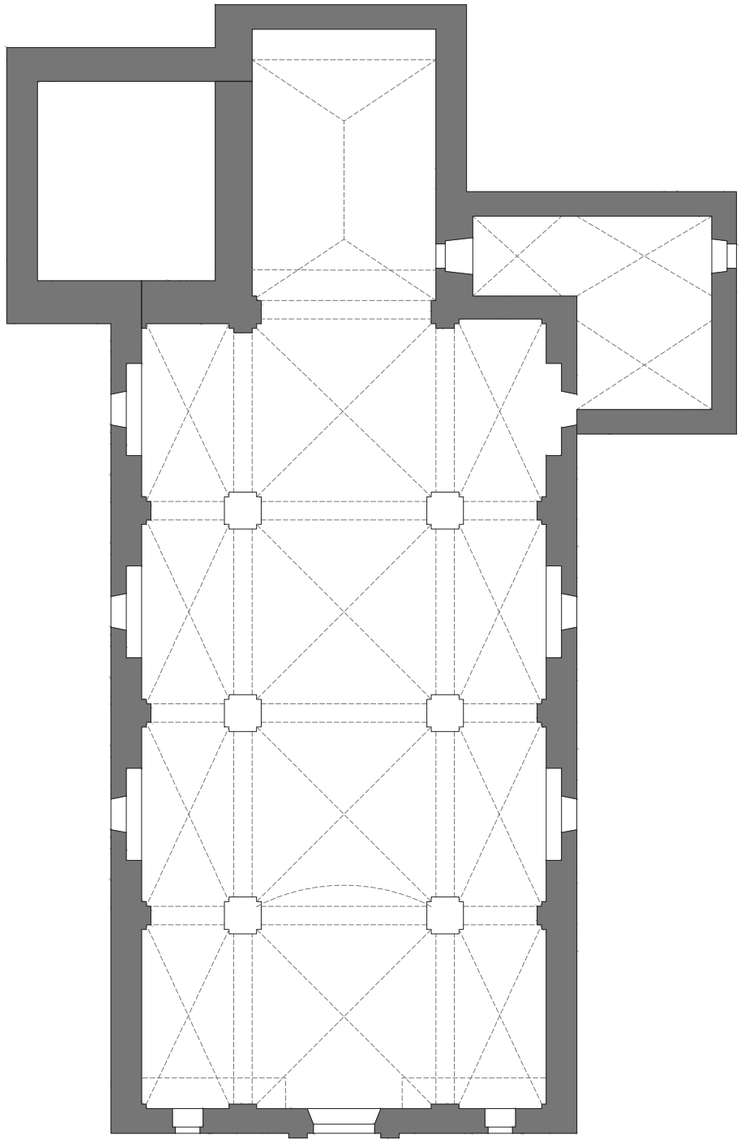
Haut-Faucigny,
Servoz,
Église Saint-Loup.

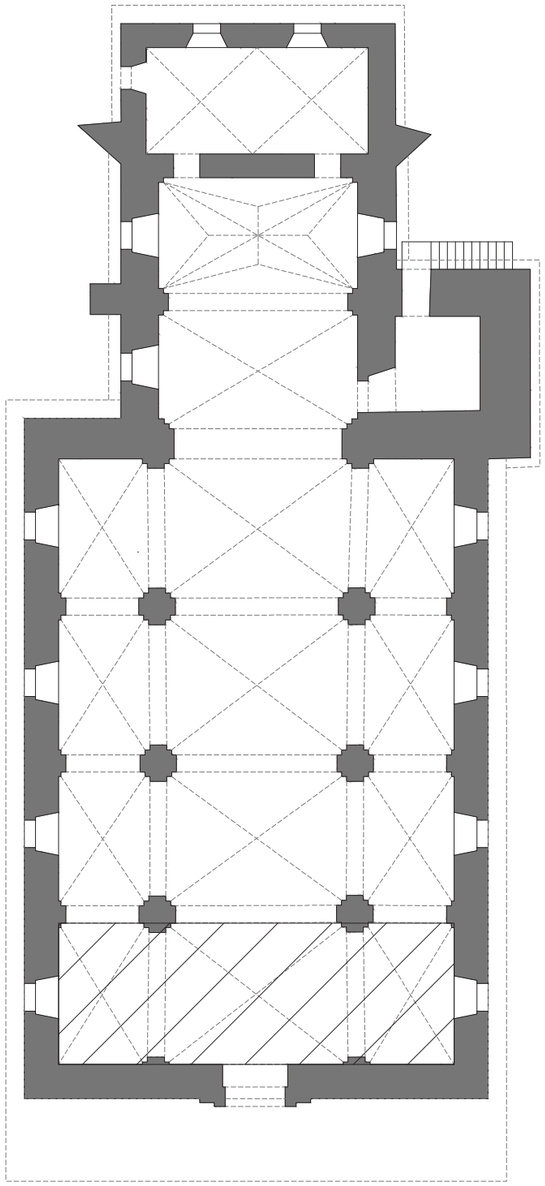












***TS: 6***
***n° 8***

Maurienne,
Avrieux,
Église Saint-Thomas-Becket
de Canterbury.

***TS: 7***
***n° 4***

Combe de Savoie,
Albertville, Conflans,
Église Notre-Dame de
l'Asomption et Saint-Grat.

***TS: 7***
***n° 87***

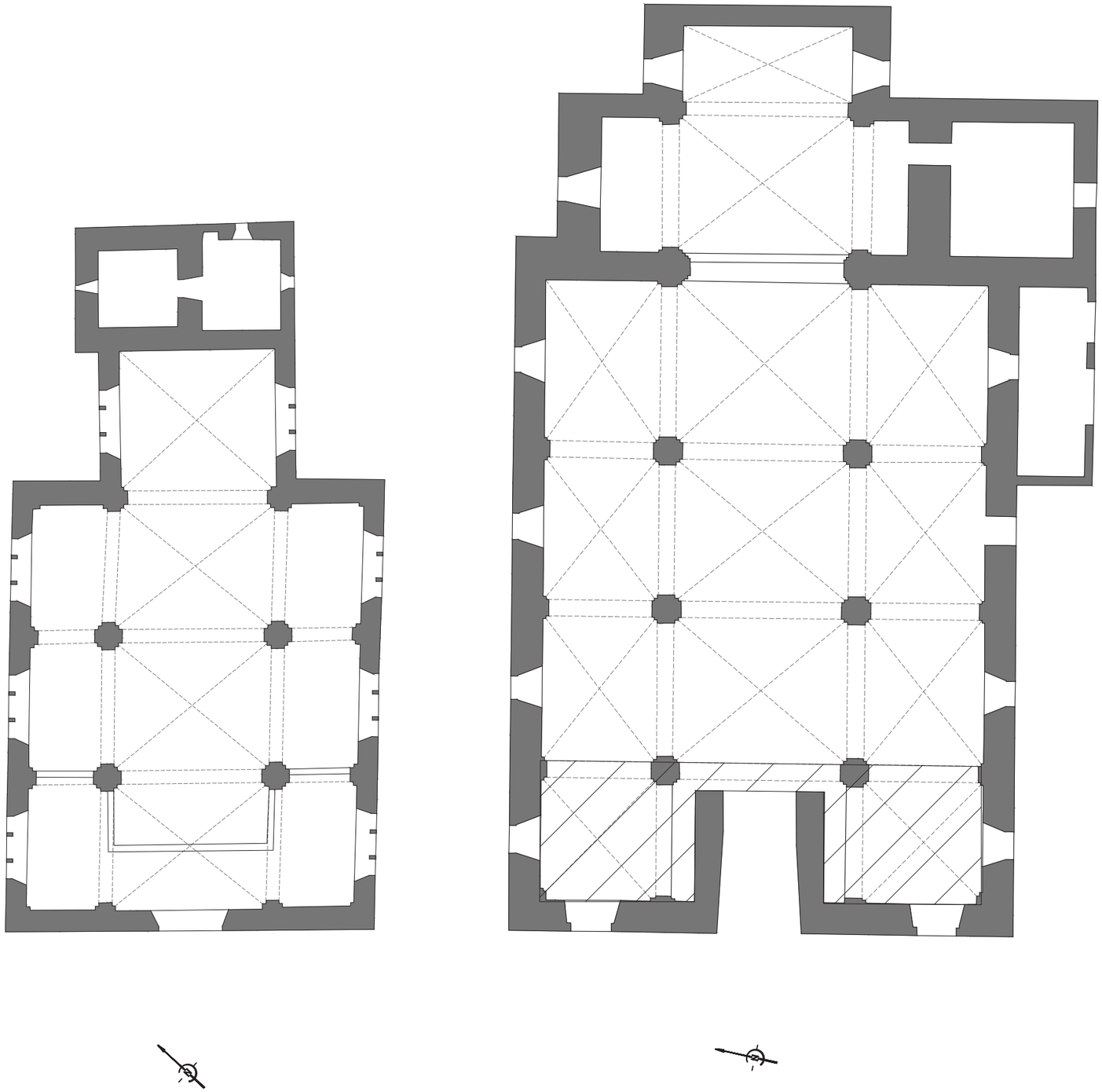
Val d'Arly,
Combloux,
Église Saint-Nicolas-de-
Myre.

***TS: 7***
***n° 109***

Tarentaise,
La Léchère, Doucy
Église Saint-André.

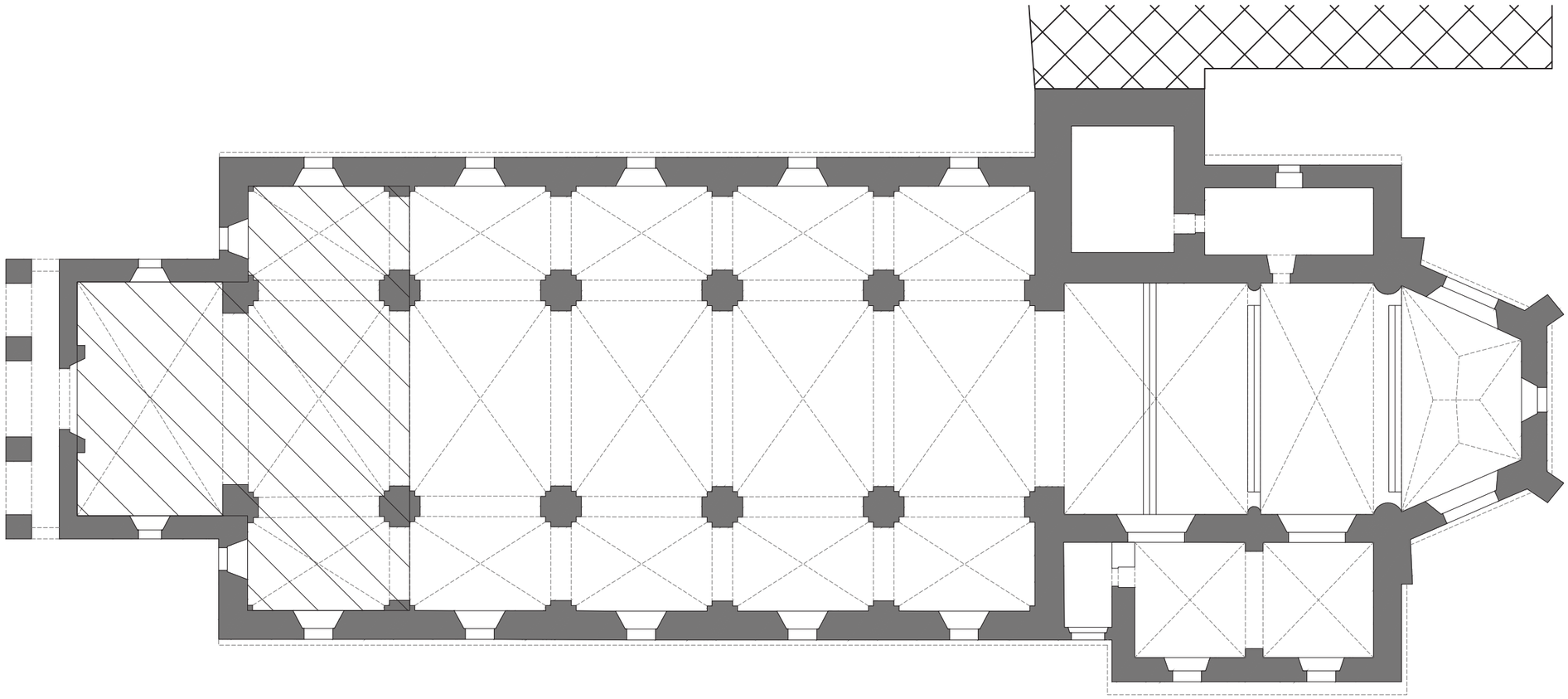
***TS: 7***
***n° 132***

Haut-Faucigny,
Passy,
Église Saint-Pierre Saint-Paul.



***TS: 7***
***n° 132***

Val d'Arly,
Megève,
Église Saint-Jean-Baptiste.



***TS: 8***
***n° 149***

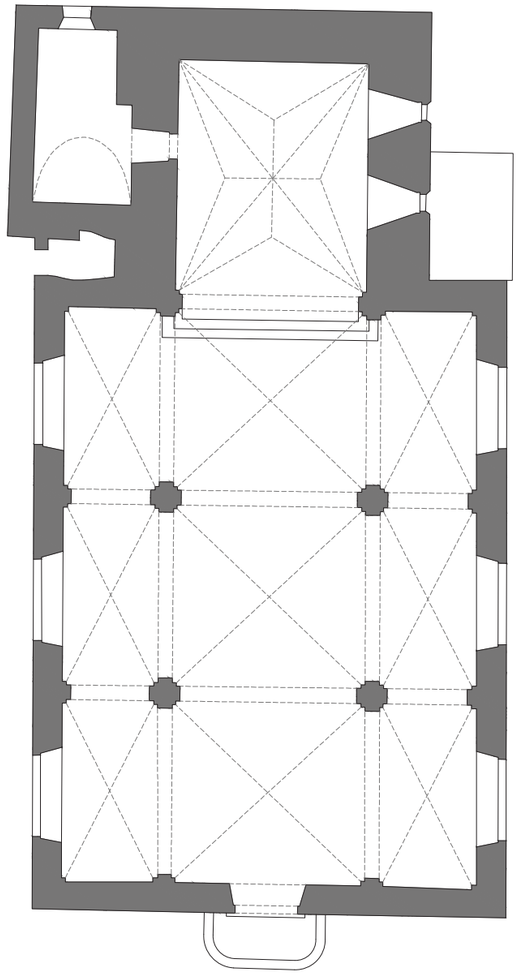
Beaufortain,
Queige,
Église Sainte-Agathe.

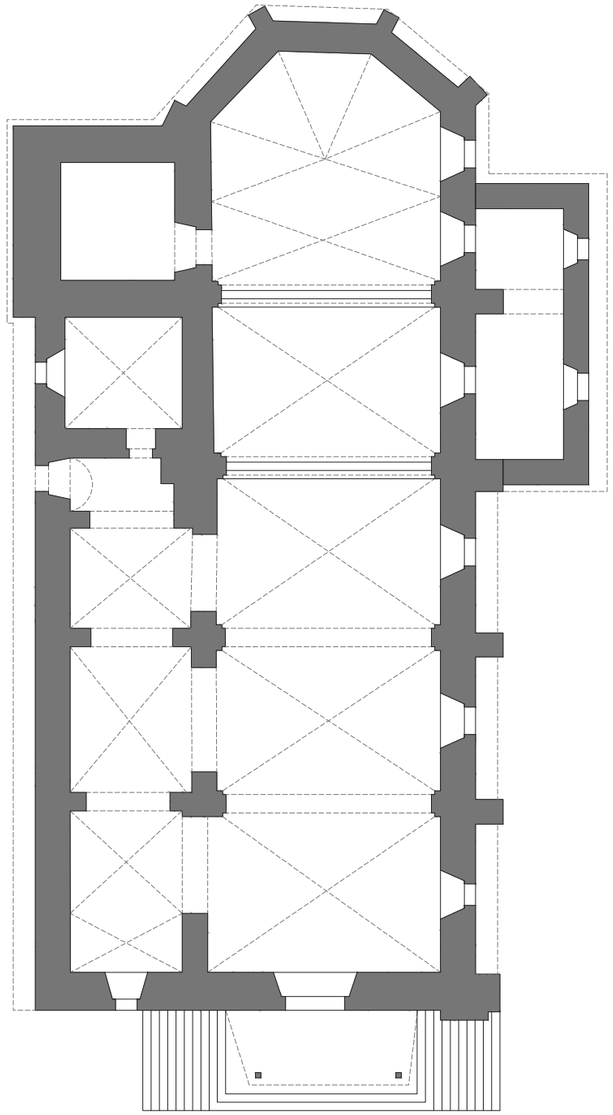
***TS: 9***
***n° 97***

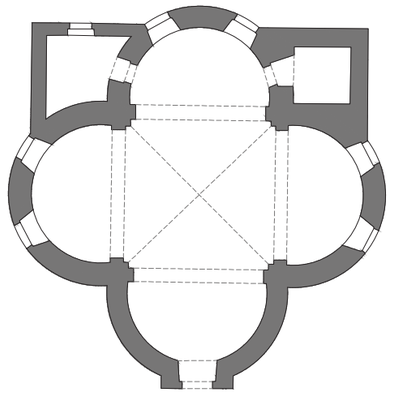
Val d'Arly,
Flumet,
Église Saint-Théodule.

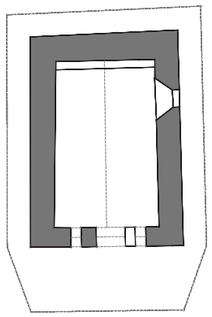
***TS: 9***
***n° 76***

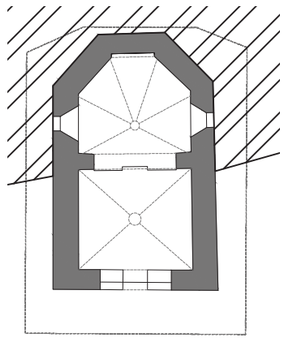
Maurienne,
Chamousset,
Église Saint-Maurice.

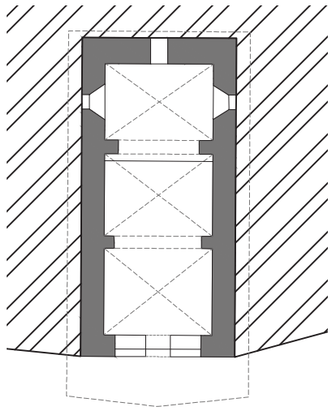


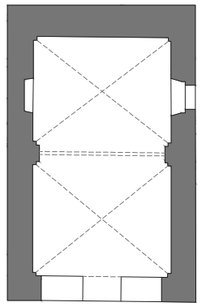


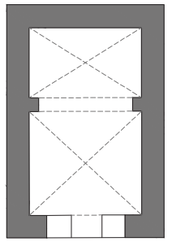


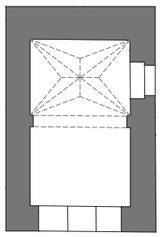


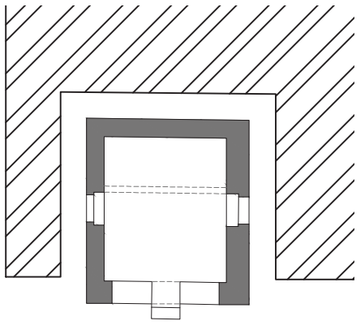


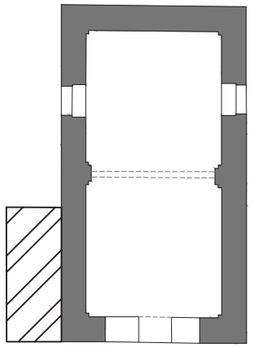


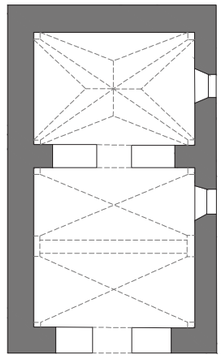












***TS: 1***
***n° 19***
Beaufortain,
Beaufort, La Marzellaz,
Chapelle Notre-Dame de la Pitié.

***TS: 1***
***n° 20***
Beaufortain,
Beaufort, La Pierre,
Chapelle Saint-Grat.

***TS: 1***
***n° 26***
Beaufortain,
Beaufort, Les Outards,
Chapelle Saint-Laurent

***TS: 1***
***n° 150***
Beaufortain,
Queige, Bonnecine,
Chapelle Saint-Joseph, Saint-Grat et Saint-Guérin

***TS: 1***
***n° 151***
Beaufortain,
Queige, La Poyat,
Chapelle Sainte-Brigitte d'Ecosse

***TS: 1***
***n° 153***
Beaufortain,
Queige, Le Villaret,
Chapelle Sauveur

***TS: 1***
***n° 154***
Beaufortain,
Queige, Les Roenger,
Chapelle du Saint-Suaire.

***TS: 1***
***n° 26***
Beaufortain,
Queige, Molliesoullaz,
Chapelle Saint-Bon

***TS: 1***
***n° 150***
Beaufortain,
Queige, Outrechenay,
Chapelle ND des Neiges

***TS: 2***
***n° 9***
Maurienne,
Avrieux,
Chapelle Notre-Dame des Neiges.

***TS: 2***
***n° 11***
Maurienne,
Avrieux,
Chapelle de la Sainte-Trinité.

***TS: 3***
***n° 26***
Beaufortain,
Arèche-Beaufort, Boudin,
Chapelle Saint-Jacques de Tarentaise

***TS: 3***
***n° 102***
Beaufortain,
Hauteluce, Le Planay,
Chapelle Saint-Nicolas et Saint-Aubin

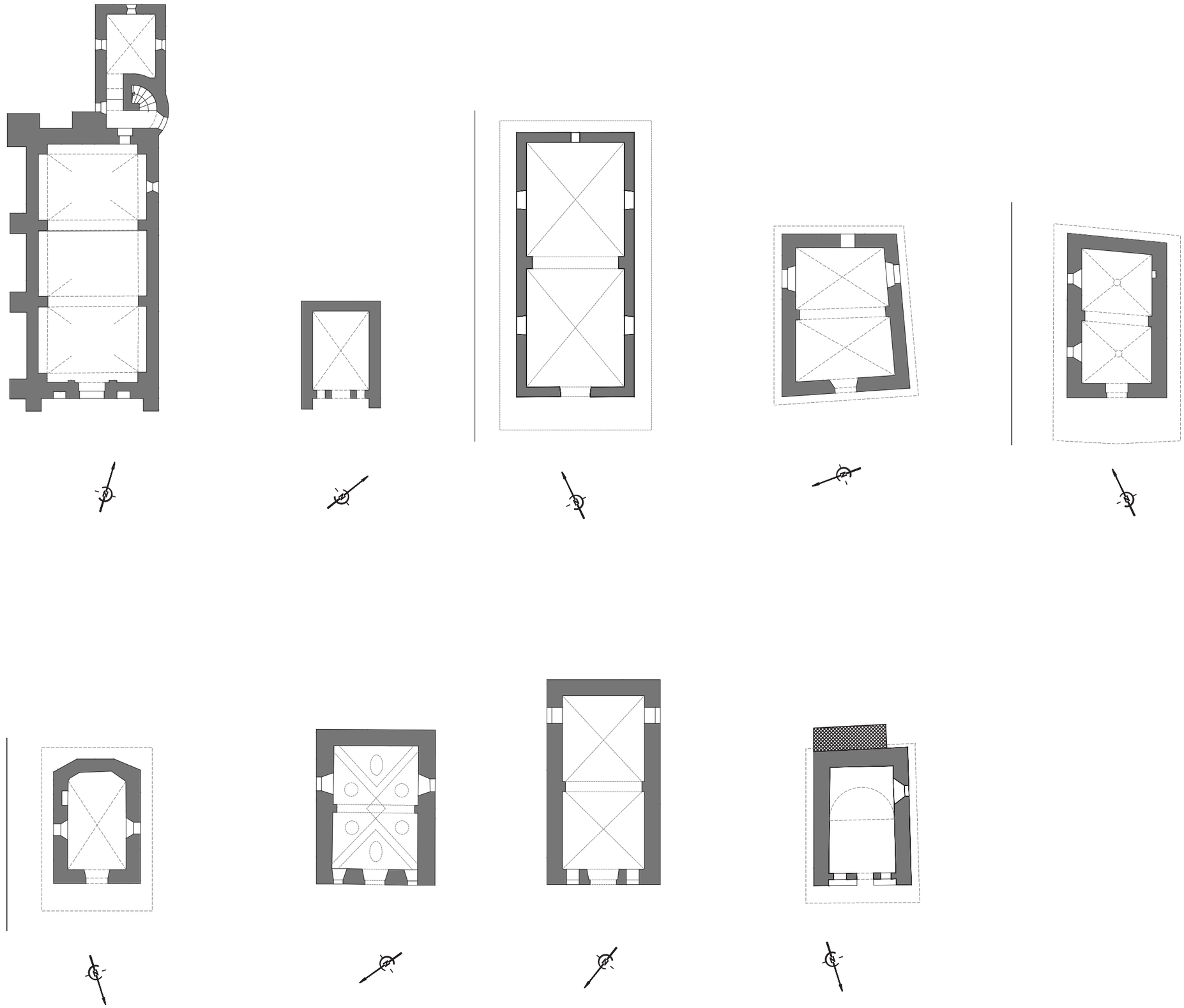
***TS: 3***
***n° 150***
Beaufortain,
Beaufort, Le Mont
Chapelle Saint-Isidore

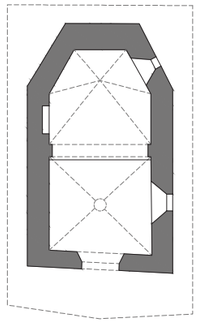
***TS: 3***
***n° 151***
Beaufortain,
Arèche-Beaufort, Les Hauts d'Arèche
Chapelle des Ames

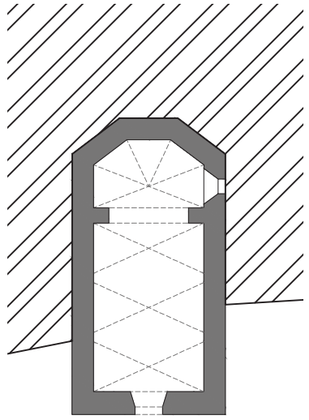
***TS: 3***
***n° 165***
Haut-Faucigny,
Saint-Gervais-les-Bains, Les Plans
Chapelle Ange Gardien et Saint-Nicolas de Tolentine

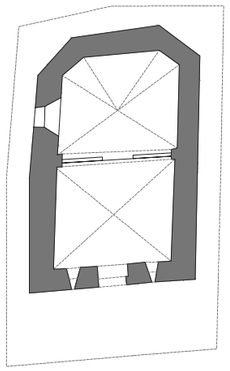
***TS: 3***
***n° 166***
Haut-Faucigny,
Saint-Gervais-les-Bains, Les Chattrix
Chapelle Saint-Donat et Saint-Léonard

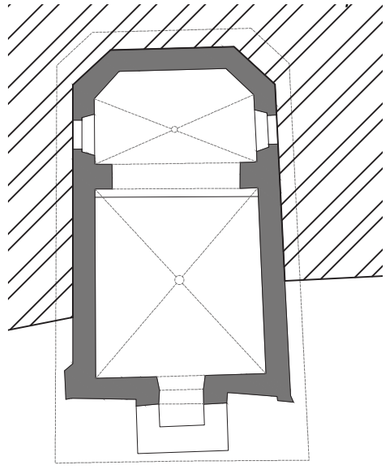
***TS: 3***
***n° 152***
Beaufortain,
Queige, Les Pointières,
Chapelle Saint Bernard de Menthon.











***TS: 4***
***n° 16***
Beaufortain,
Beaufort, La Frasse
Chapelle Saint-Sébastien et
Saint-Antoine de Padoue

***TS: 4***
***n° 18***
Beaufortain,
Beaufort, La Gitte,
Chapelle Notre-Dame de
Neiges.

***TS: 4***
***n° 28***
Beaufortain,
Beaufort, Les Villes-dessus,
Chapelle Saint-Bon

***TS: 4***
***n° 151***
Beaufortain,
Beaufort, Les Curtillets.
Chapelle Sainte-Rose

# Annexe D

# Sismicité des Hautes vallées de Savoie

## D.1 Définition des intensités macrosismiques

**0** secousse déclarée non ressentie (valeur propre à SisFrance, hors échelle MSK)
**I** secousse non ressentie mais enregistrée par les instruments (valeur non utilisée)
**II** secousse partiellement ressentie notamment par des personnes au repos et aux étage
**III** secousse faiblement ressentie balancement des objets suspendu
**IV** secousse largement ressentie dans et hors les habitations tremblement des objet
**V** secousse forte, réveil des dormeurs, chutes d'objets, parfois légères fissures dans les plâtres
**VI** dommages légers, parfois fissures dans les murs, frayeur de nombreuses personnes
**VII** dommages prononcés, larges lézardes dans les murs de nombreuses habitations, chutes de cheminées
**VIII** dégâts massifs : les habitations les plus vulnérables sont détruites, presque toutes subissent des dégâts importants
**IX** destructions de nombreuses constructions quelquefois de bonne qualité, chutes de monuments et de colonnes
**X** destruction générale des constructions même les moins vulnérables parasismiques
**XI** catastrophe toutes les constructions sont détruites : ponts, barrages, canalisations enterrées...
**XII** changement de paysage, énormes crevasses dans le sol, vallées barrées, rivières déplacées.

## D.2 Liste des séismes ressentis avec une intensité $Io > 6$ dans la zone étudiée

- **2 Avril 1808**, Localisation : Piemont (Torre Pellice), intensité épicentrale VIII
Choc principal
Ressenti : VI-VII Bessans, VI-VII Termignon accompagné d'effets hydrologiques, effets hydrologiques à Saint-Gervais-les-Bains,

- **11 mars 1817**, Localisation : Mont-Blanc, Secteur : St Gervais les Bains/Les Houches, intensité épicentrale : VII
La secousse a fait "fendre la voûte des églises des Houches et de Saint-Gervais."
Chocs précurseurs : III, Répliques : jusqu'au 2 avril 1817
Ressenti : VII aux Houches , VII St Gervais les bains, V Tours en Savoie, III Chambéry

- **19 février 1822**, Localisation : Chautagne, intensité épicentrale : VII-VIII
Chutes de cheminées à Chambéry, Annecy et Rumilly ; Quelques blessés à Annecy.
Ressenti : VII Chambéry

- **2 Décembre 1841**, Localisation : Albanais (Rumilly), intensité épicentrale : VI-VII
Cheminées renversées, plafonds et voûtes lézardés ; Effets hydrologiques à Saint-Gervais-les-bains
Ressenti : VI Chambéry

- **1er octobre 1849**, Localisation : Maurienne (Bonvillard), intensité épicentrale : VI
Ressenti : VI Argentine

- **13 Février 1855**, Localisation : Tarentaise (Moûtiers), intensité épicentrale : VII
Groupe de secousses
Ressenti : V Moutiers, VI Saint-Laurent-de-la-cote et Saint-Martin-de-Belleville

- **25 Juillet 1855**, Localisation : Valais (Visp), intensité épicentrale : IX
Choc principal
Ressenti : VI-VII Chamonix, VI Moutiers

- **8 octobre 1877**, Localisation : Faucigny, Secteur : La Roche sur Foron / Saint Jean de Maurienne, intensité épicentrale : VII
Chutes de cheminées à La Roche-sur-Foron et St-Jean-de-Maurienne
Ressenti : VI Saint-Jean-de-Maurienne, V-VI Chambéry, V Moutiers

- **30 Décembre 1879**, Localisation : Chablais (Saint-Jean-d'Aulps), intensité épicentrale : VII
Ressenti : VI Chamonix-Mont Blanc, VI Sallanches, III Chambéry

- **22 juillet 1881**, Localisation : Belledonne - Pelvoux, intensité épicentrale : VII
Légers dégâts à St-Jean-de-Maurienne
Répliques jusqu'au 19 août 1881
Ressenti : VII Saint-Jean-de-Maurienne, VI-VII Chambéry, VI Moutiers, V-VI Aiguebelle, V Albertville

- **29 avril 1905**, Localisation : Aiguilles-Rouges, Lac d'Emosson (suisse), Secteur= Argentière, intensité épicentrale : VII-VIII
Fissuration des murs de l'église d'Argentière et de la plupart des habitations, chutes de cheminées. Dégâts à Chamonix : lézardes dans toutes les maisons, effondrement de quelques unes. 80000F de dégâts à Chamonix. Éboulements. Apparition de sources froides qui augmentent le débit de l'Arve.
Ressenti : VII-VIII Argentière et Vallorcine, VII-VIII Les Grassonnets et Les Tines (Chamonix-Mont-Blanc), VII Chamonix Mont Blanc, VI Albertville, VI Chambéry, III Saint-Jean-de-Maurienne

- **13 Août 1905**, Localisation : Glacier du Tour, intensité épicentrale : VII
Quelques éboulements et fissures dans les maisons, Effondrement partiel de la voûte de l'église d'Argentière, déplacement des piles du pont. Glissements de terrain : Aiguilles du Tour, de la Grande Fourche, glacier du Trient, val d'Arpette, Pointe d'Orny.
Ressenti : VII Argentière, VI-VII Le Tour, VI Chamonix

- **26 janvier 1946**, Localisation épicentrale : Valais, intensité épicentrale = VII
Réplique de la secousse du 25 janvier.
Dégâts importants à Sion. Connu sous le nom de "séisme de Sierre".
Ressenti VI Vallorcine, V Chamonix Mt Blanc, Chambéry, Cordon, Megève-Demi Quartier, Domancy, Les Contamines-Montjoie, Les Houches, Praz-Sur-Arly, Saint-Nicolas-De-Veroce, Ugine

- **30 Mai 1946**, Localisation épicentrale : Valais, intensité épicentrale = VII-VIII
Réplique de la secousse du 25 janvier.
Ressenti : VI Vallorcine, V Chamonix, Les Contamines, Les Houches, Chambéry, Cordon, Demi quartier, Domancy

# Annexe E

# Principes de la photogrammétrie

## E.1 La calibration

**La formule image**

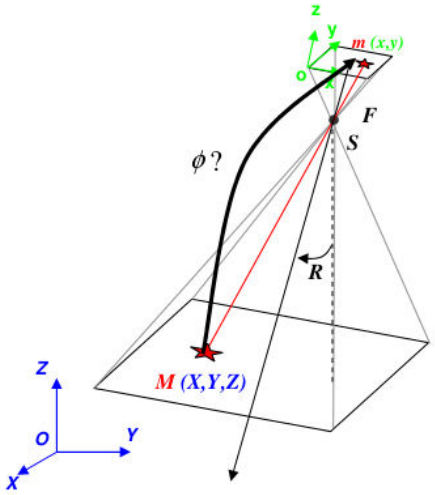



Fig. E.1 Formule d'image : passage du repère terrain au repère image.

La chambre de prise de vue dans un appareil numérique est constituée d'un bloc d'optiques, l'objectif, et d'un capteur électronique. L'axe optique est l'axe de symétrie du système. Dans les conditions de Gauss - lentilles minces, rayons peu inclinés par rapport à l'axe optique et faible ouverture - tout rayon lumineux passant par le centre de l'objectif n'est pas dévié. Il est alors possible de lier les coordonnées ($x_M$,$y_M$,$z_M$) d'un point de l'édifice M dans le repère général, aux coordonnées ($x_m$,$y_m$) de son point image m, qui correspondent à la position du pixel m dans l'image (Cf Fig. E.1). Cette relation s'appelle la formule d'image $m = \phi(M)$. Pour cela il faut connaître :
- les coordonnées du Point Principal d'Autocollimation (PPA), projection orthogonale à l'image du sommet de prise de vue $S$ dans le repère image : $PPA(x_{ppa}, y_{ppa}, f)$, avec f la distance focale
- la position de S dans le repère terrain $(x_S, y_S, z_S)$
- l'orientation de l'objectif dans le repère terrain, exprimé sous forme matricielle à partir de trois angles de rotation ($\omega$,$\phi$,$\kappa$) : $R_{\omega,\phi,\kappa} = \begin{pmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{pmatrix}$

L'équation de colinéarité permet d'écrire :

$$m = \phi(M) \Leftrightarrow \begin{cases} x_m = x_{ppa} - f.\frac{R_1.(M-S)}{R_3.(M-S)} \\ y_m = y_{ppa} - f\frac{R_1.(M-S}{R_3.(M-S)} \end{cases} \tag{E.1.1}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} x_m = \frac{a_1.x_M+a_2.y_M+a_3.z_M+a_4}{c1.x_M+c2.y_M+c_3.z_M+1} \\ y_m = \frac{b_1.x_M+b_2.y_M+b_3.z_M+b_4}{c1.x_M+c2.y_M+c_3.z_M+1} \end{cases} \tag{E.1.2}$$

Les $a_i$, $b_i$ et $c_i$ sont les 11 inconnues de la formule image.

**La distorsion**

Mais les objectifs ne sont pas des systèmes optiques parfaits : les déformations sur les bords peuvent atteindre une centaine de pixels pour les appareils grand public. Il faut donc modéliser cette distorsion pour pouvoir en tenir compte dans le modèle théorique. Vu la forme des lentilles, la distorsion est radiale et symétrique de révolution par rapport à l'axe optique. L'intersection de l'axe optique avec le plan image est appelé point principal de symétrie (PPS), et les déformations y sont nulles. La distorsion $dr$ représente donc la distance radiale entre la position théorique du point $(x_m, y_m)$ et sa position enregistrée sur l'image $(x'_m, y'_m)$. Elle est représentée par un polynôme impair qui dépend uniquement de la distance au PPS notée $r$, et de trois coefficients a, b, c : $dr = a.r^3 + b.r^5 + c.r^7$

**Étalonnage de l'appareil utilisé**

Il vise à déterminer les 5 paramètres internes, soit les coordonnées image du PPA $(x_{ppa}, y_{ppa}, f)$ et du PPS $(x_{pps}, y_{pps})$, et les 3 coefficients du polynôme de distorsion a, b, c.
Cette étape est capitale pour le résultat final puisqu'une mauvaise calibration impliquera des défauts de précision voire l'impossibilité de continuer le traitement des données. Nous avons utilisé les outils d'auto-étalonnage proposés par PAM, qui permettent d'étalonner l'appareil dans n'importe quel site bien texturé présentant de la profondeur, en trois étapes :
1- prise de vues stéréoscopiques redondantes et convergentes du site retenu.
2- extraction automatique des points de liaison, détaillés ci-dessous, sur toute la surface des images grâce à l'outil SIFT.
3- mise en place des images par le logiciel d'étalonnage à partir d'un modèle approché, basé sur des valeurs approchées des 16 inconnues déduites des données constructeur. Le logiciel les optimise afin de minimiser les résidus $r$ sur les points de liaison.

## E.2 Le géoréférencement

**Orientation relative**

Elle permet de positionner et d'orienter les deux images l'une par rapport à l'autre, sans se placer dans le référentiel terrain. On considère un couple de vues stéréoscopiques $S_g$ et $S_d$, soit deux vues d'un même objet prises de deux endroits différents. La distance entre les deux est appelée $B$, la base (Cf fig. E.2). Les points $m_g$ et $m_d$ des images gauche et droite représentent un point M de l'objet et sont les points homologues, ou points de liaison quand ils servent à orienter un couple ou un groupe d'images. Comme pour l'auto-étalonnage, ils n'ont pas besoin d'être mesurés sur le terrain. Pour calculer l'orientation $R$ et la position $S$ des deux vues à partir de points homologues, on exploite le fait que pour un point M donné, ses points homologues et les centres de prise de vue $S_g$ et $S_d$ sont tous dans le même plan, soit : $\langle \vec{S_gS_d} \wedge \vec{S_gm_g}, \vec{S_dm_d} \rangle = 0$

La résolution de cette équation de coplanéité permet de déterminer pour chaque cliché les trois rotations ($\omega$,$\phi$,$\kappa$) et les cordonnées de S ($x_s$,$y_s$,$z_s$). Afin d'éliminer six paramètres, on bloque en rotation une image dont l'orientation sert de référence à l'autre. La distance B, ou facteur d'échelle, est fixée arbitrairement. Cinq points homologues suffisent alors théoriquement pour orienter relativement deux images. Dans le cas d'un plus grand nombre de photos, on procède de la même façon en reliant les couples de proche en proche, ce qui nécessite six paramètres au lieu de cinq puisqu'il faut ajouter un facteur d'échelle entre un couple déjà orienté et celui qu'on lui adjoint.

**Orientation absolue**

Cette étape nécessite de connaître un certain nombre de point d'appuis, ou points connus sur le terrain que l'on peut ensuite mesurer dans les images. Toutes les images orientées relativement

constitue un bloc, que l'on oriente en lui appliquant trois rotations et une translation. Il est aussi possible de le mettre à l'échelle en modifiant la valeur arbitraire de B. Cette transformation, dite transformation d'Helmert 3D, permet de passer d'un système de coordonnées tridimensionnel à un autre. Pour ce faire, on a besoin de deux points d'appui connus en x, y, z et d'un point d'appui connu en z pour un couple stéréoscopique. Pour un bloc d'images, si l'on possède dix fois plus de points de liaison que d'images à orienter, il suffit que chaque point de liaison apparaisse sur deux images. On écrit alors un système d'équations composé des formules d'images appliquées aux points homologues, dont la méthode de résolution est appelée méthode des faisceaux Héno et Chandelier (2013).

## E.3 Corrélation épipolaire et appariement dense

**Passage en géométrie épipolaire**

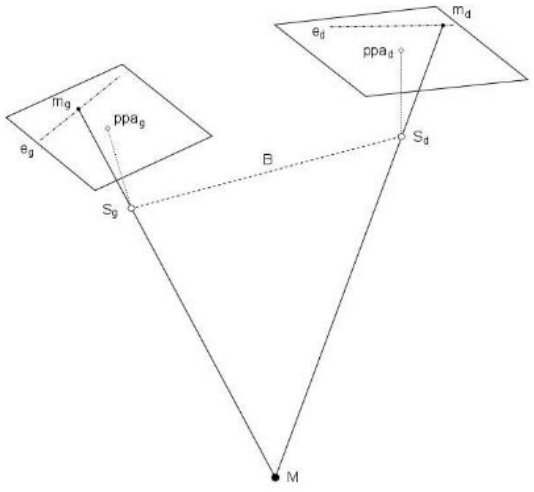



Fig. E.2 Orientation relative et définition des droites épipolaires. d'après Seguin (2013)

On passe d'abord en géométrie épipolaire (Cf fig E.2) afin de transformer la zone de recherche 2D du point homologue en une zone de recherche 1D. L'intersection des plans images et du plan contenant $M$, $S_g$ et $S_d$ définit deux droites $e_g$ et $e_d$ dites épipolaires. Tout point de l'une a par définition son homologue sur l'autre. On est en géométrie épipolaire quand les plans des images sont parallèles à la base B, soit toutes les droites épipolaires parallèles entre elles. Ce passage s'effectue en trois temps :

- rotations des images pour que le plan image soit parallèle à la base B.
- rotation pour que les lignes épipolaires soient parallèles au bord de l'image. Les lignes épipolaires correspondent alors aux lignes de pixels de l'image.
- déplacement des images pour que les droites épipolaires soient alignées sur la même ligne de pixels.

Le point homologue recherché sera donc maintenant sur la même ligne de pixels dans l'image opposée.

**Corrélation dense**

Elle consiste à trouver $m_d$, l'homologue du point $m_g$ dans le cliché de droite, en calculant un coefficient de corrélation compris entre $-1$ et $+1$ pour chaque point potentiel. Il quantifie, dans une fenêtre carrée centrée en chaque point, la différence de niveaux de gris entre les deux images Héno et Chandelier (2013). Le pixel obtenant le coefficient maximum est considéré comme l'homologue du point recherché. En pratique, l'orientation relative n'étant pas parfaite, on cherche le point homologue sur une bande un peu plus large que la seule ligne épipolaire.

# Annexe F

# Pré-processeur pour le maillage

La structure générale du préprocesseur développé pour les maillages paramétrés est décrite en figure F.1

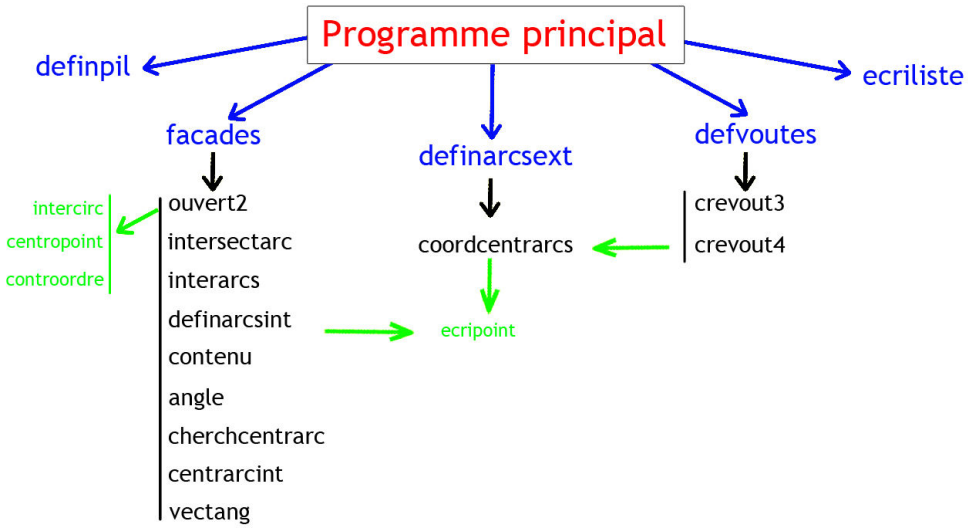



Fig. F.1 Schéma des différents sous-programmes du mailleur.

Les fonctions des programmes, sous-programmes et opérateurs sont les suivantes :

**- le programme principal**

Il assure la lecture des entrées générales du bâtiment ainsi que celles des diverses façades, des piliers et voûtes éventuels. Il réalise l'allocation des variables générales et détermine le plan de sol extérieur.

Il assure ensuite pour chaque façade :

- l'allocation des variables spécifiques. Leur transmission au sous programme "façades" est ensuite assurée par le module spécifique
- le lancement de l'étude de chaque façade par appel au sous-programme "facades"
- la désallocation des variables spécifiques au retour du sous-programme

Il exécute aussi les écritures décrivant pour castem les variables globales du bâtiment et les conditions du calcul.

Pour cela il fait appel directement à différents sous-programmes et fonctions :

- **le sous programme "ecritliste"**. Il écrit sur le fichier .dgibi une liste de noms constitutifs d'un objet castem.

- **la fonction "formnom"**, appelée par les sous-programmes definpil, definarcsint, definarcsext, defvoutes, creevoutes4, crée un nom normalisé selon castem à partir d'une racine et d'un chiffre.

- **le sous programme "facades"**

Il définit et alloue les variables spécifiques de la façade en cours, numérote les lignes structurantes, droites et arcs intégrés, et définit leurs intersections. Il élimine les points multiples et range les points résiduels sur chaque ligne.
Une fois les polygones créés, il élimine les éventuels polygones de trop petite taille et réorganise la liste de points et de polygones restant. Il détermine ensuite les polygones voisins, en différenciant les voisinages par point et les voisinages par coté. Il définit la position de chaque polygone vis à vis de la géométrie globale, en sommet de mur, fondation, zone renforcée, ainsi que vis à vis du sol intérieur.
Il complète ensuite la définition des façades par ajout des ouvertures.
Enfin il écrit sur le fichier "dgibi" la définition des points, lignes, polygones orientés, arcs intégrés et la façade elle-même ainsi que le regroupement des polygones de la façade en zones spécifiques d'échantillonnage (zones d'épaisseurs ou de matériaux différents), ou de position par rapport au sol comme expliqué plus haut.

Ce sous programme fait lui même appel à plusieurs sous-programmes.

- *le sous programme "ouvert2"*. Il crée les ouvertures soit à l'intérieur du polygone qui les contient comme un contour décrit en sens anti-horaire soit comme une indentation dans la frontière des polygones intersectés. Il fait appel à 3 sous-programmes :

- *"intercirc"*. Il détermine les intersection d'une droite et d'un arc de cercle et les tangentes de direction donnée.

- *"contropoint"*. Il vérifie si un point supplémentaire déterminé comme constitutif d'un polygone d'ouverture existe déjà et soit le crée, soit retourne le numéro du point équivalent existant.

- *"controordre"*. Il contrôle le bon ordre des points sur une droite bornant un polygone afin d'insérer un nouveau point.

- *le sous programme "intersectarc"*. Il détermine l'intersection d'un cercle défini par son centre et son rayon avec une droite.

- *le sous programme "interarcs"*. Il détermine les intersection entre deux arcs et vérifie leur pertinence.

- *le sous programme "contenu"*. Il contrôle la position des intersections entre lignes pour éliminer les intersection n'appartenant pas à la façade.

- *le sous programme "definarcsint"*. Il nomme et écrit les arcs inclus dans les façades. Il utilise un sous-programme :

- *"ecripoint"*. Il écrit dans le fichier .dgibi un point en format castem.

- *le sous-programme "centrarcint"*. Il calcule les coordonnées du centre d'un arc intégré dans une façade.

- *le sous programme "vectang"*. Il détermine le vecteur tangent à un arc en un point.

- *le sous-programme "cherchcentrarc"*. Il retourne le numéro du centre de l'arc d'un point situé sue un arc.

- *le sous-programme "angle"*. Il retourne la valeur de l'angle de deux vecteurs.

- **le sous programme "definpil"**. Il définit, nomme et écrit les piliers. Il fait appel à la fonction "formnom".

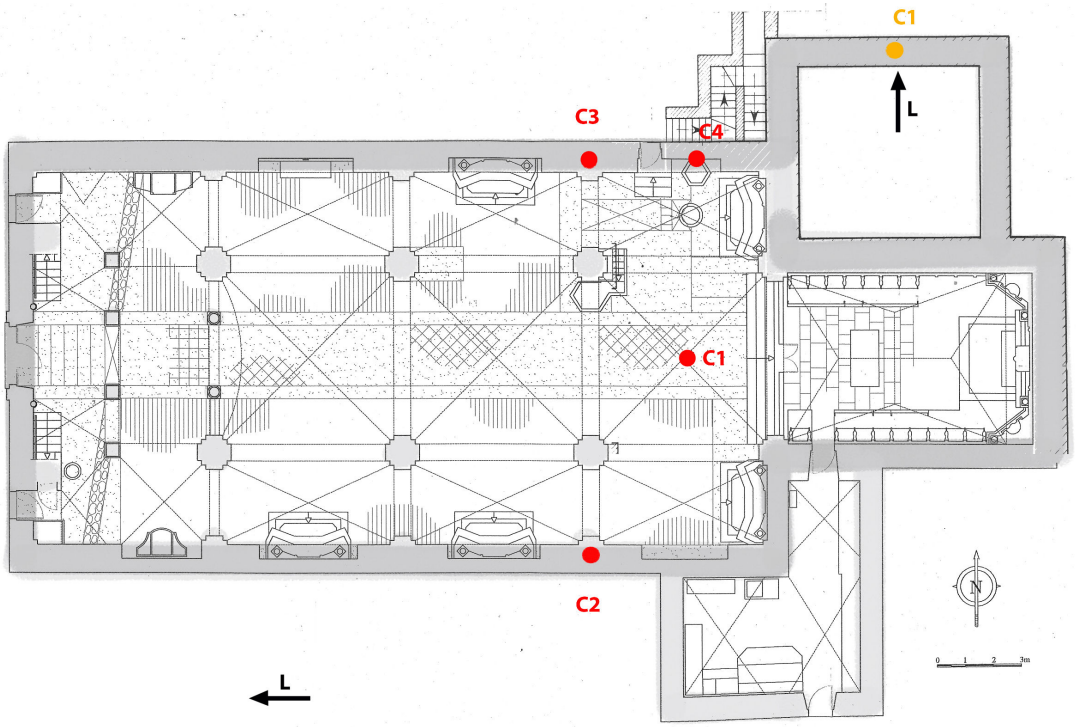
- **le sous programme "definarcsext"**. Il détermine les coordonnées du centre et le rayon des arcs non inclus en façade et définit les noms de leurs trois points constitutifs, puis écrit dans le fichier .dgibi les coordonnées de ces points et la définition des arcs. Il fait appel à deux sous-programmes :
  - *"coordcentrarcs"*. Il détermine la position du centre d'un arc défini par trois points.
  - *"ecripoint"* décrit plus haut pour le sous-programme "definarcsint".

- **le sous programme "defvoutes"**. Il définit selon leur type les voûtes, crée leur nom, les associe aux arcs qui les sous-tendent. Il fait appel à 3 sous-programmes :
  - *"creevoutes3"*. Il crée les voutes d'ogives et réalise les écritures dans le fichier .dgibi.
  - *"creevoutes4"*. Il crée les voutes d'arête et réalise leurs écritures dans le fichier .dgibi.
  - *"coordcentrarcs"* décrit plus haut pour le sous-programme "definarcsext".

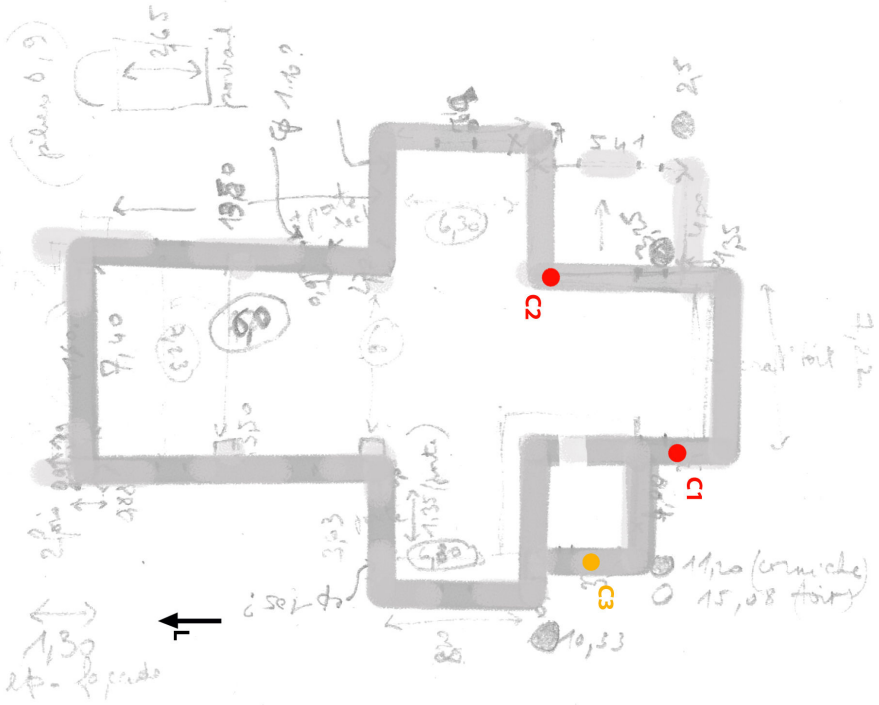
# Annexe G

# Églises instrumentées

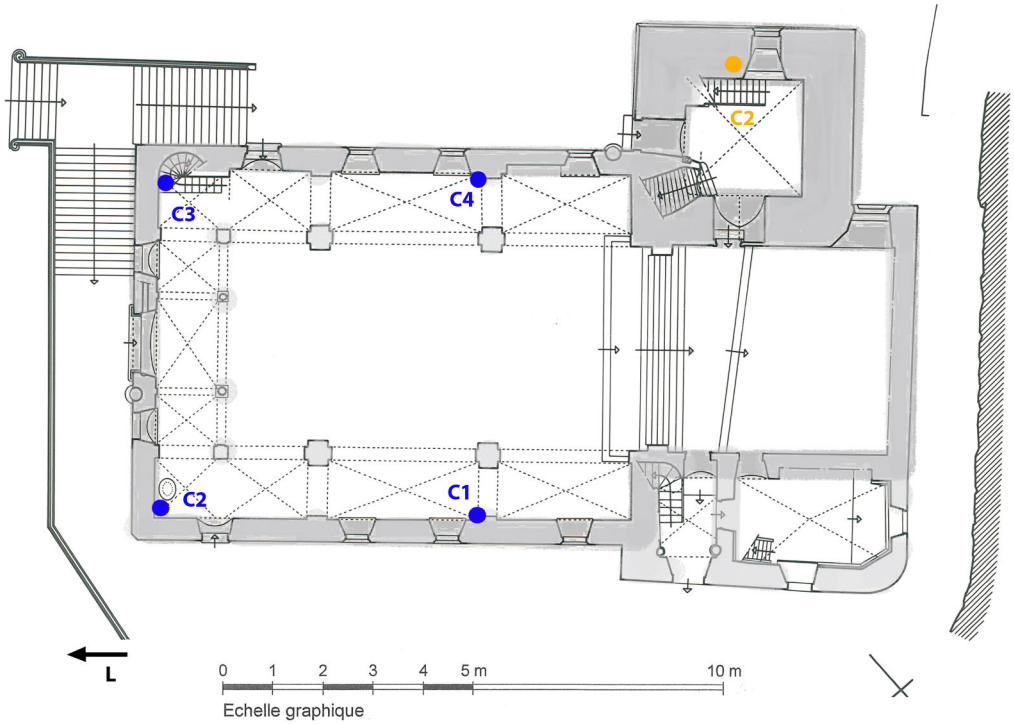
## G.1 Albertville, Conflans : Notre-Dame de l'Assomption ou Saint-Grat



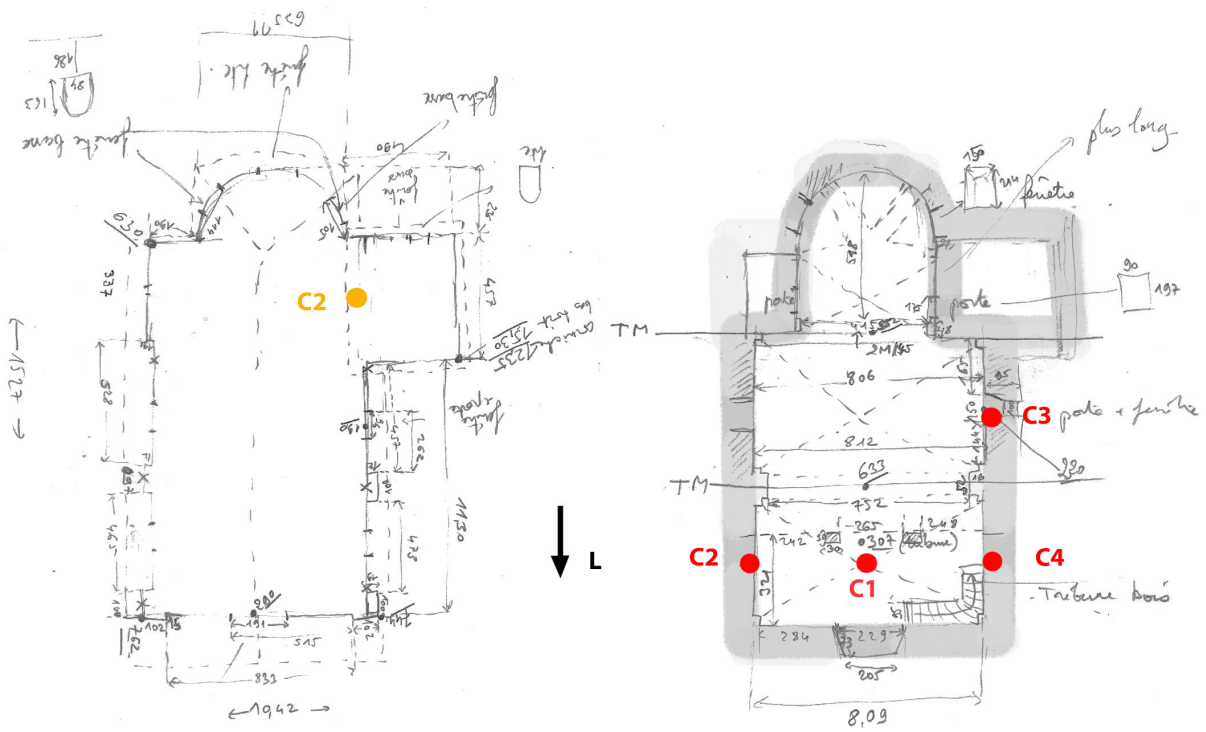
## G.2 Argentière : Saint-Pierre



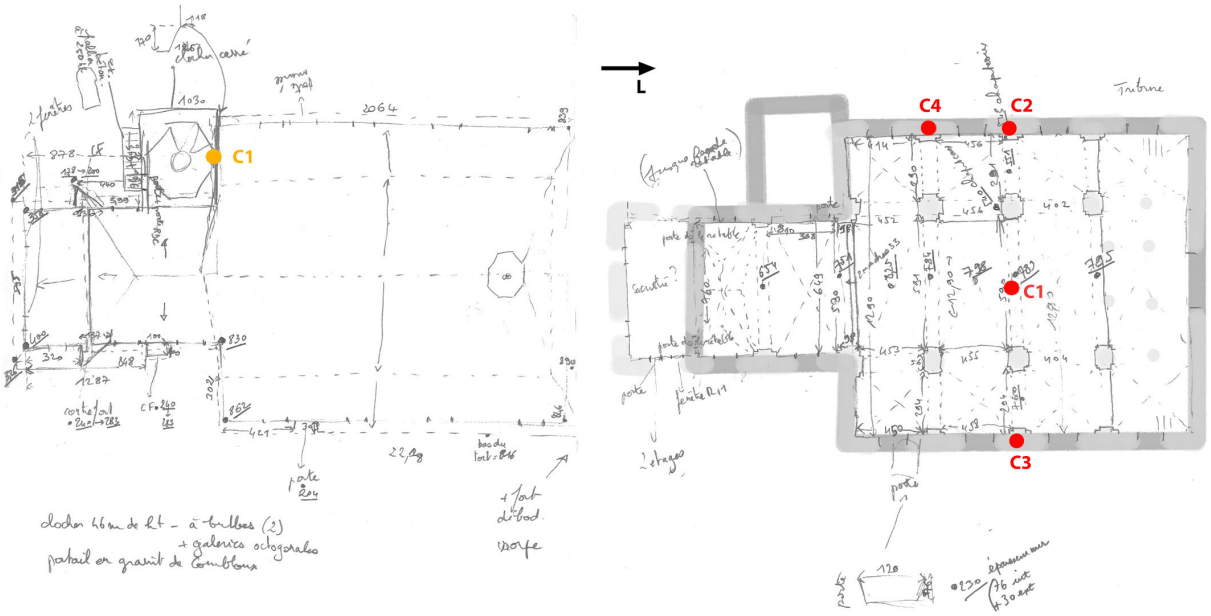

## G.3 Beaufort : Saint-Maxime de Riez



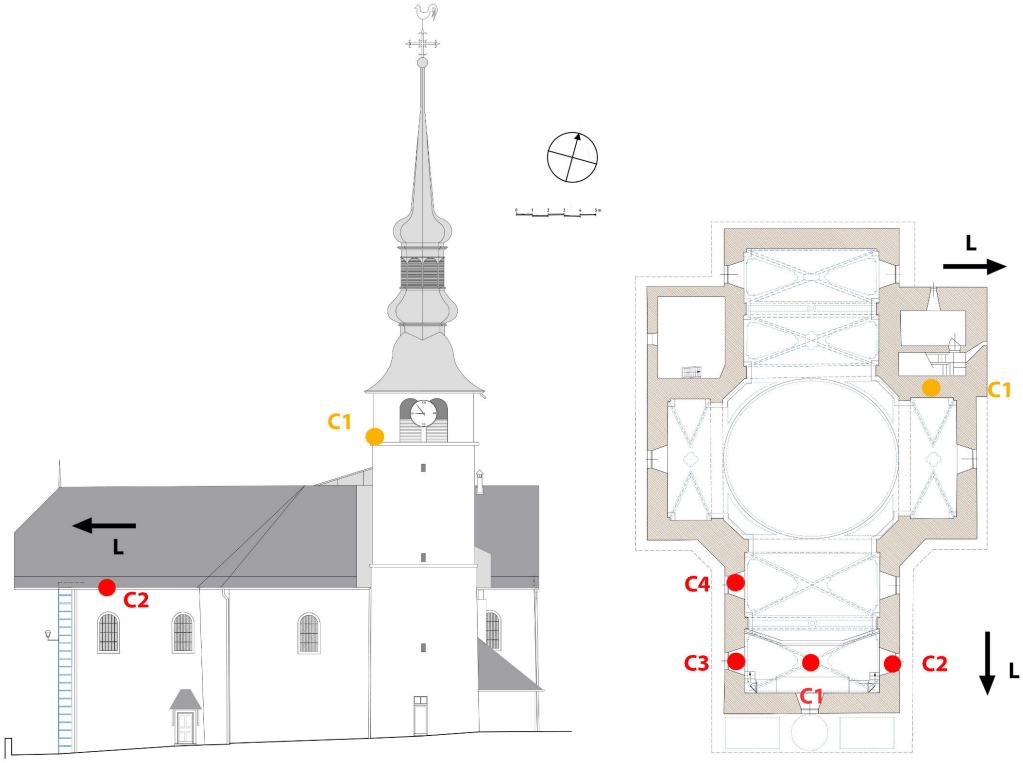
## G.4 Cohennoz : Saint-Pierre aux Liens



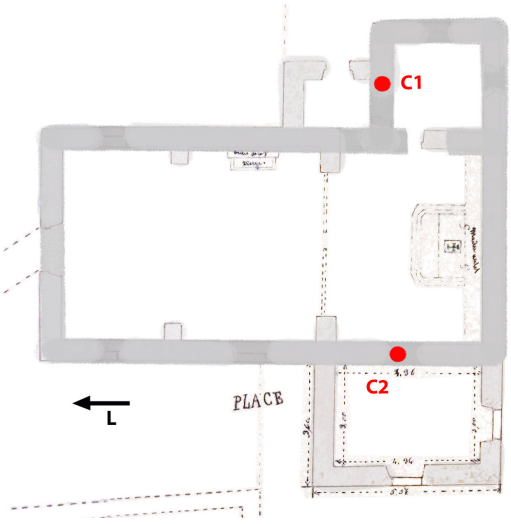

## G.5 Combloux : Saint-Nicolas de Myre



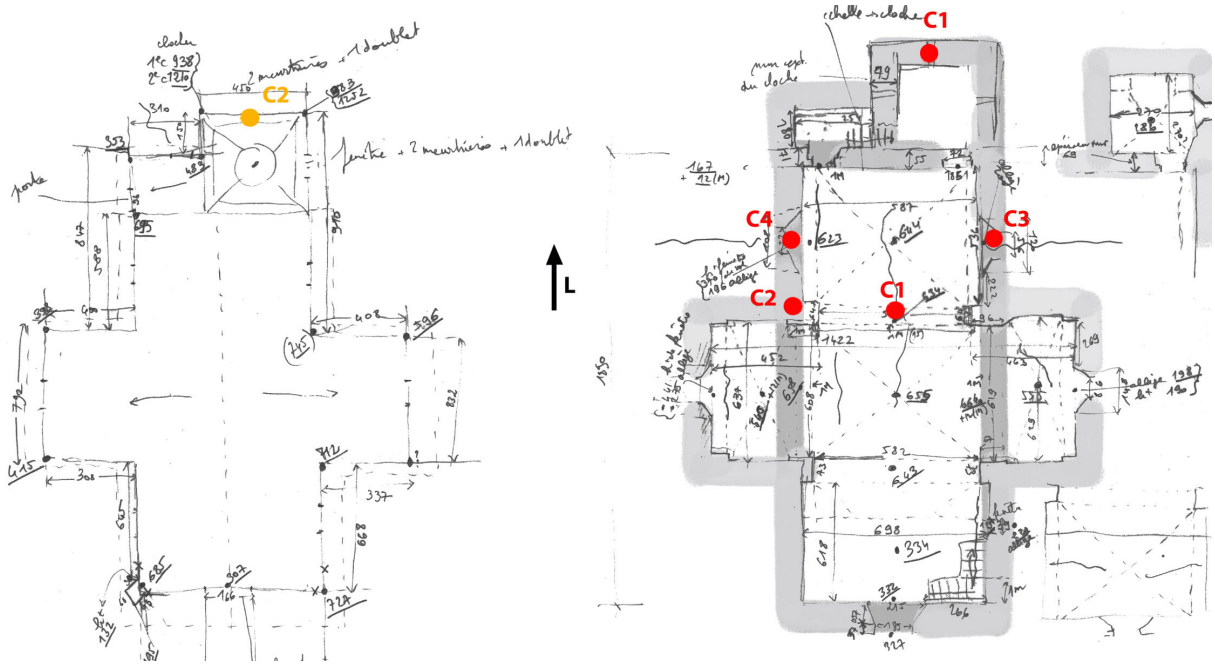
## G.6 Cordon : Notre-Dame de l'Assomption



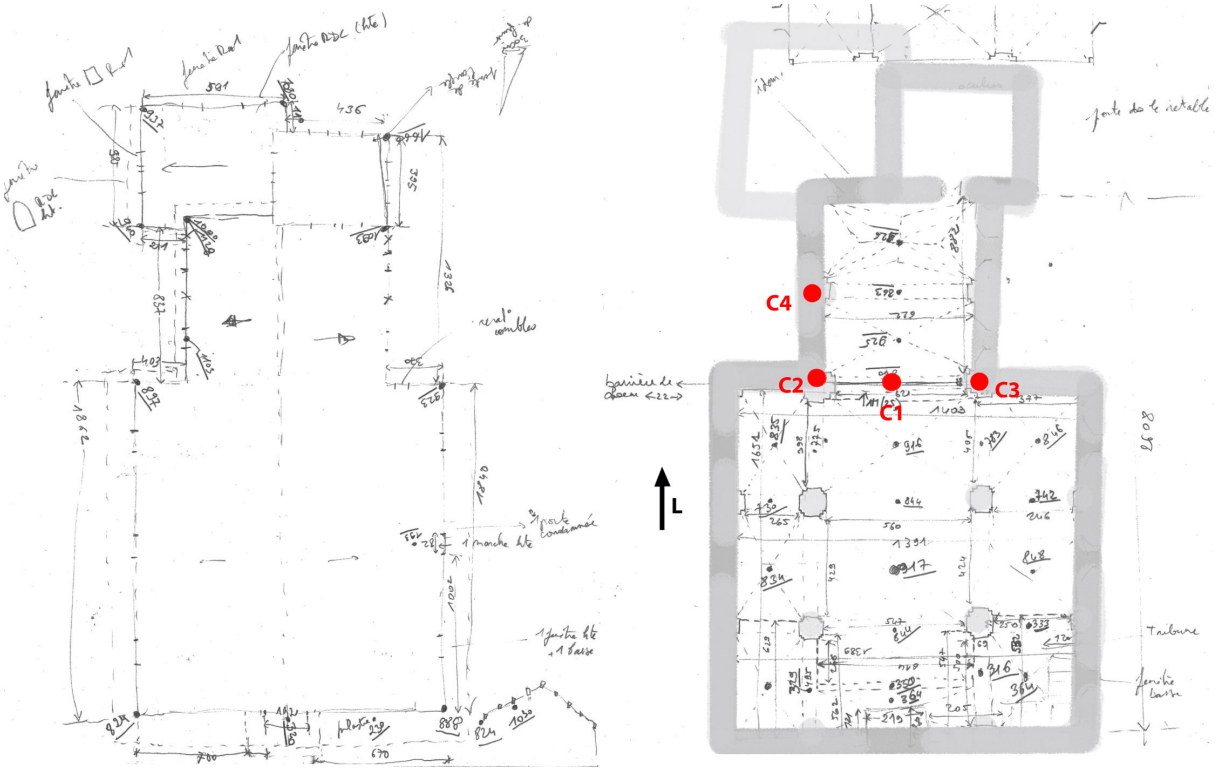

## G.7 Esserts-Blay : Saint-Thomas Becket de Canterbury



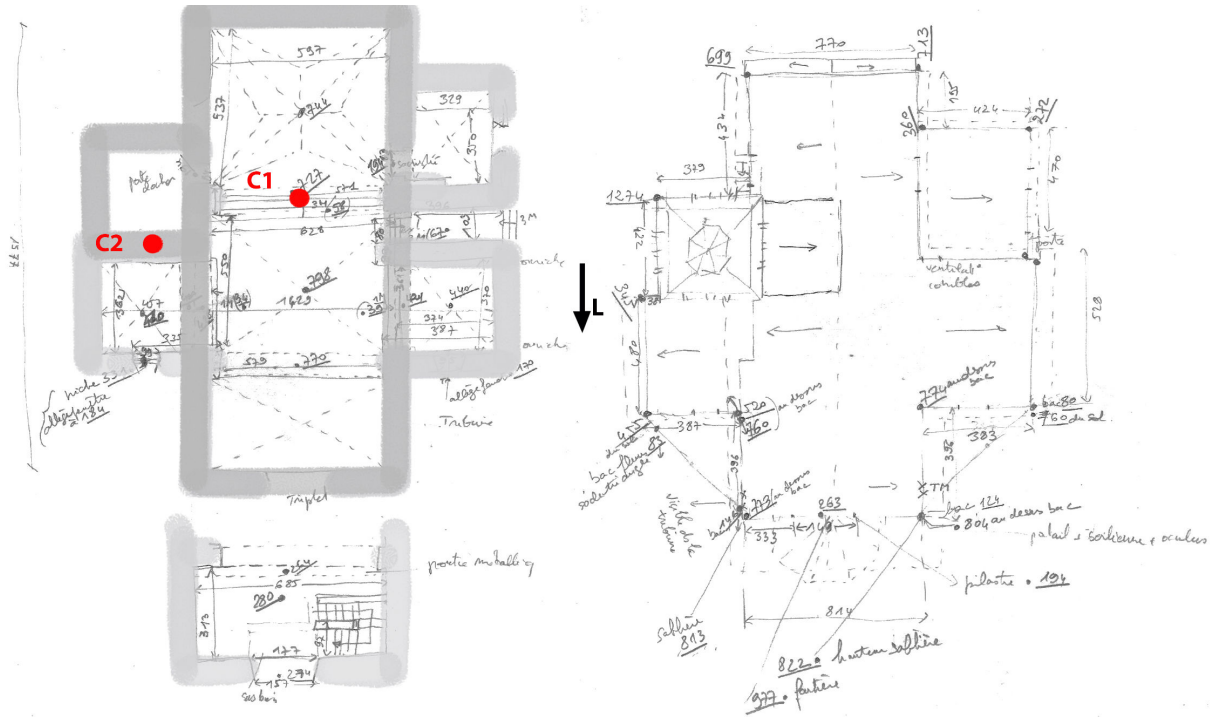
## G.8 La Léchère, Grand Nâves : Saint-Germain



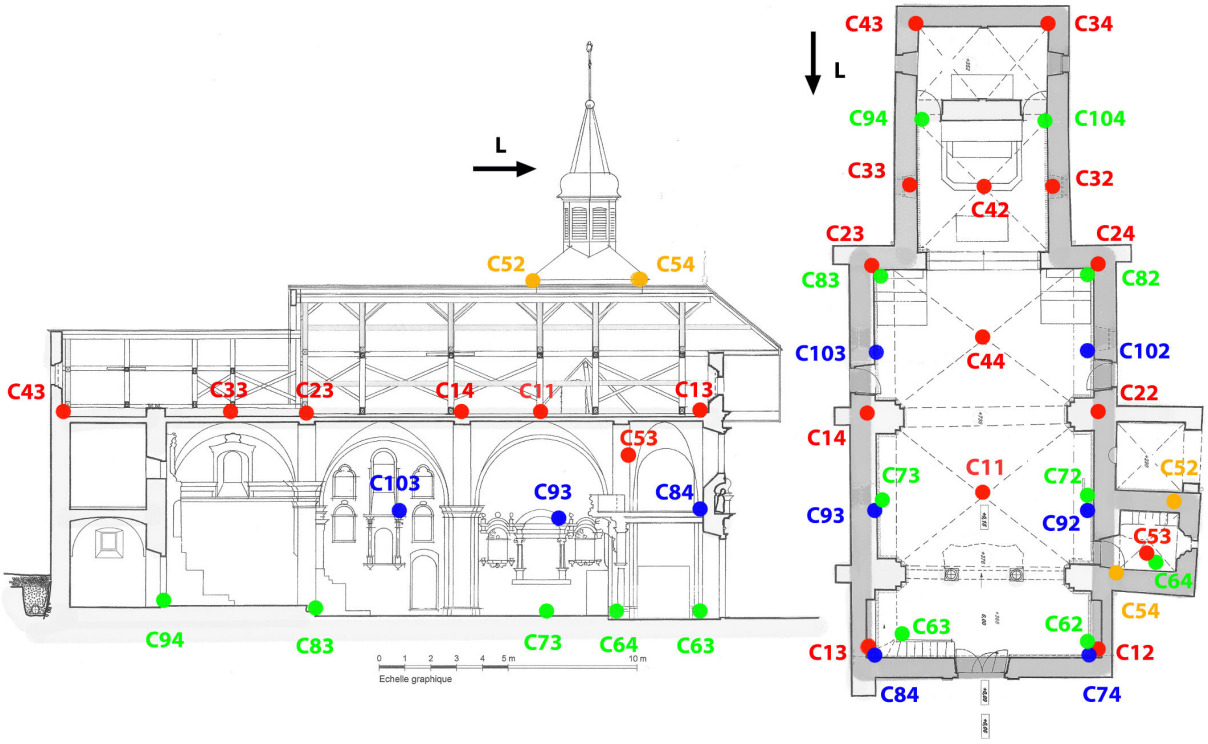

## G.9 La Léchère, Nâves Fontaine : Saint-Pierre



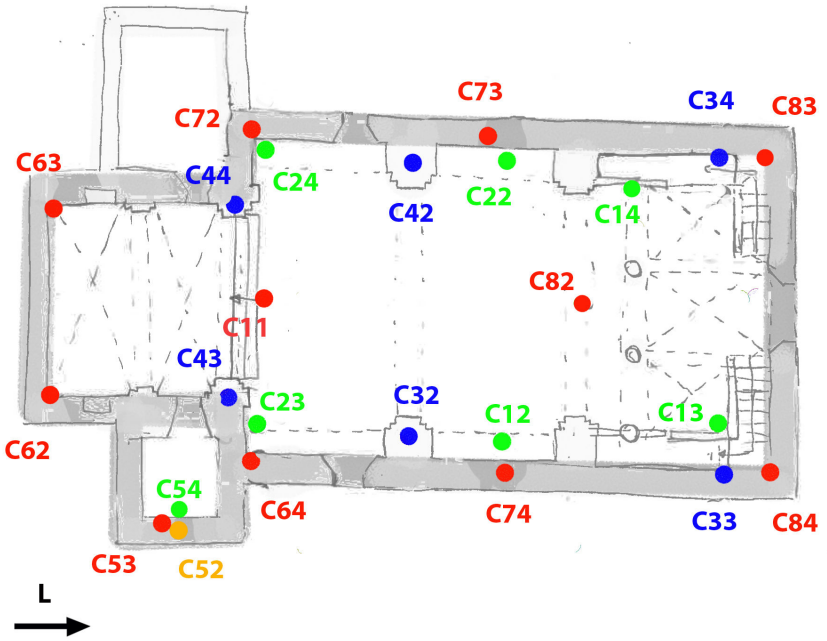
## G.10 La Léchère, Petit Cœur : Saint-Eusèbe



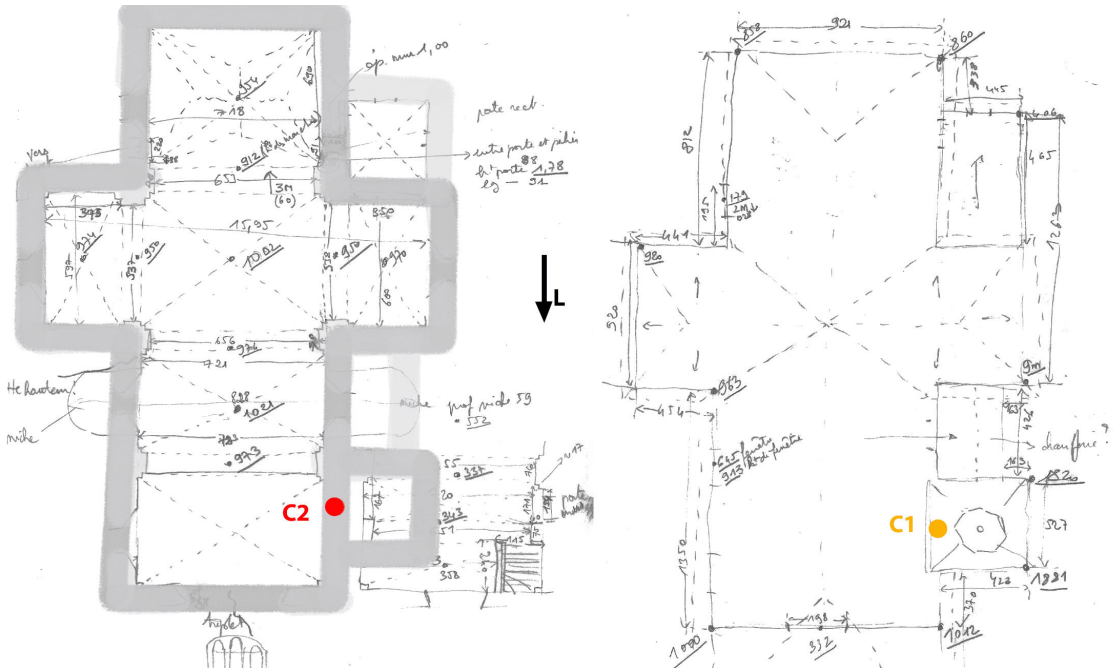

## G.11 Les Contamines-Montjoie : Notre-Dame de la Gorge



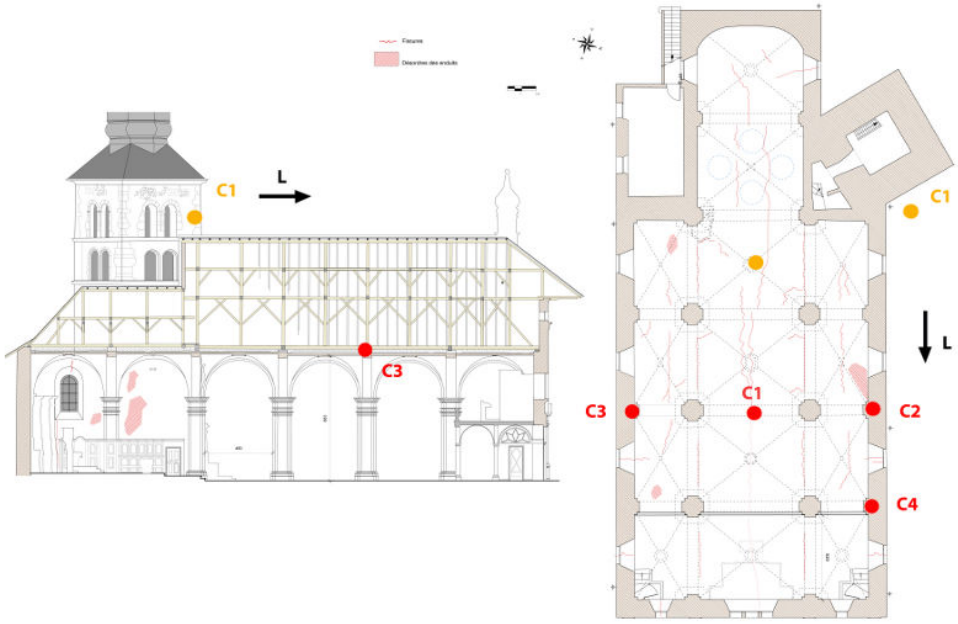
## G.12 Les Contamines-Montjoie : église de la Sainte Trinité



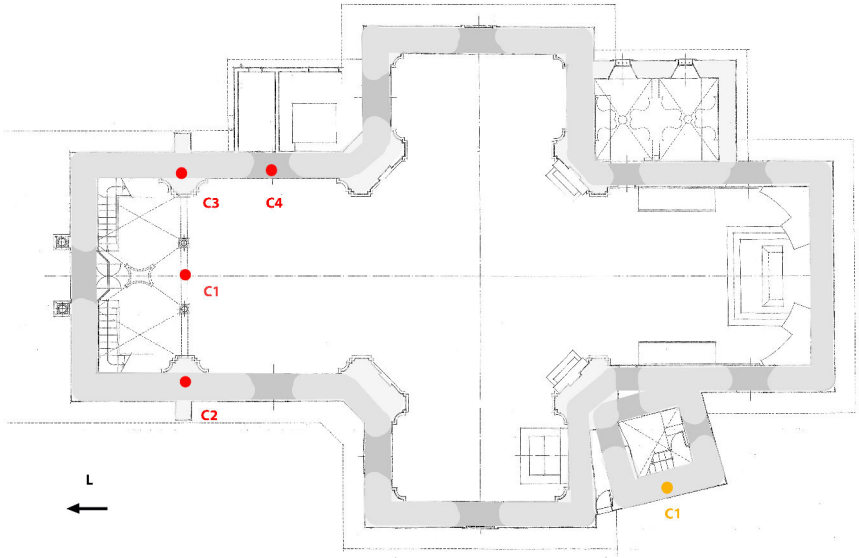

## G.13 Saint Paul sur Isère : Saint Hyppolyte



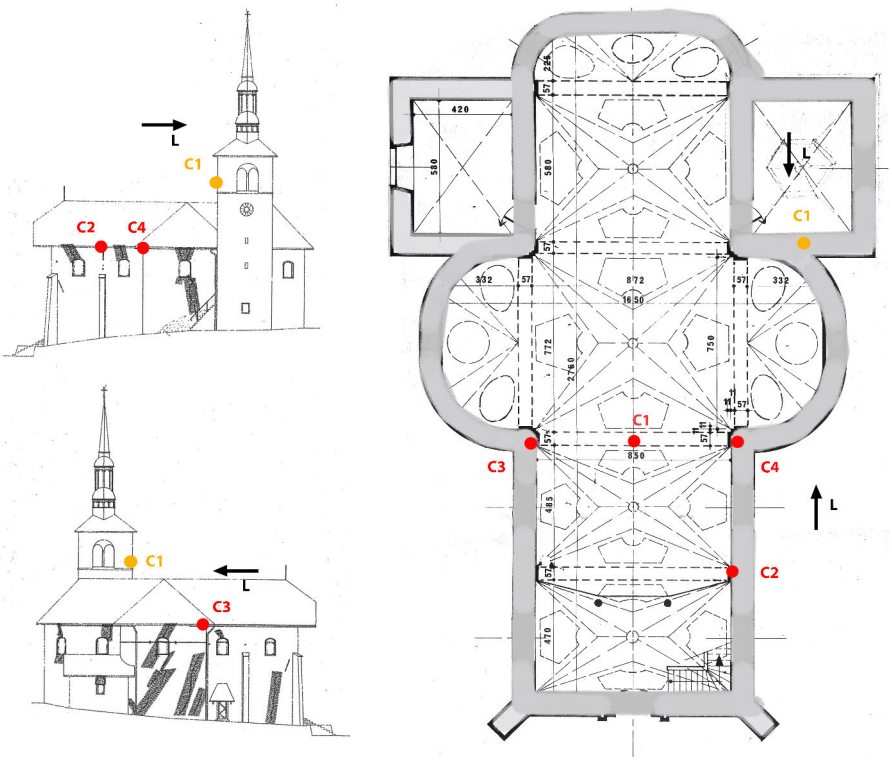
## G.14 Saint Gervais les Bains : Saint Gervais et Saint Protais



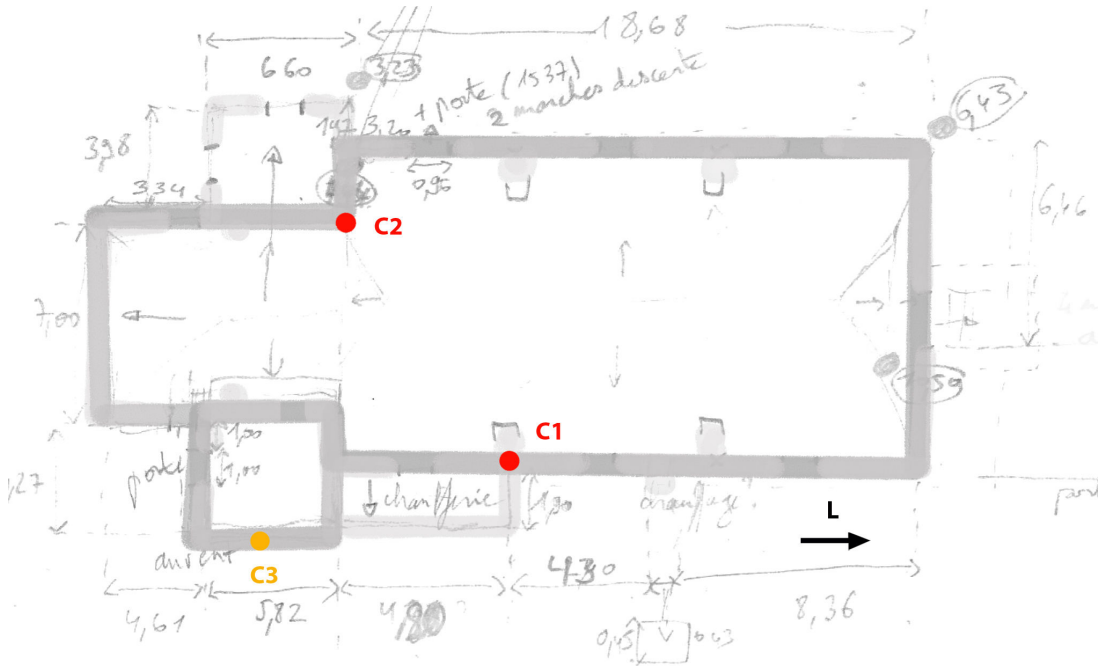

## G.15 Saint Gervais les Bains : Saint Nicolas de Véroce



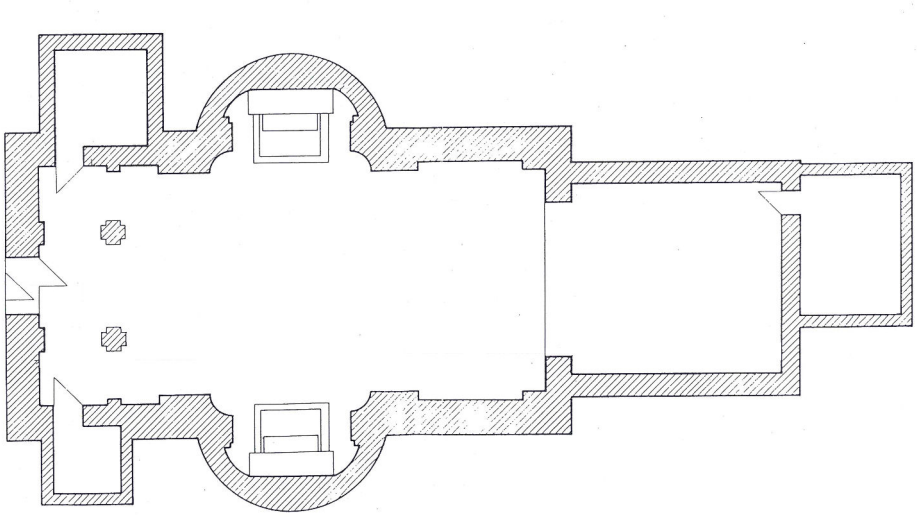
## G.16 Saint Nicolas la Chapelle : Saint Nicolas



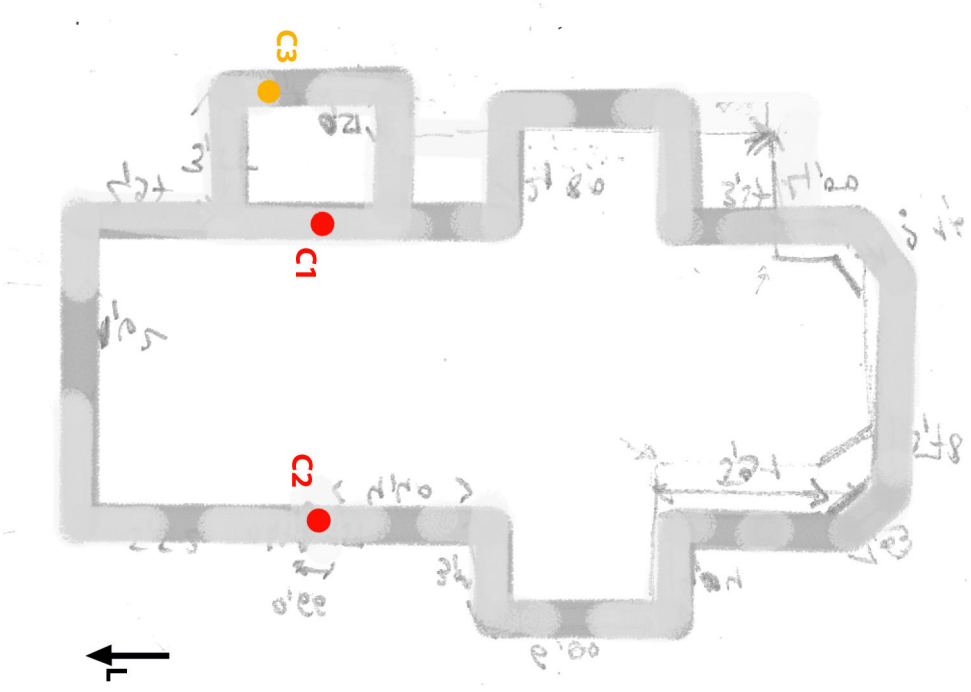

## G.17 Servoz : Saint Loup



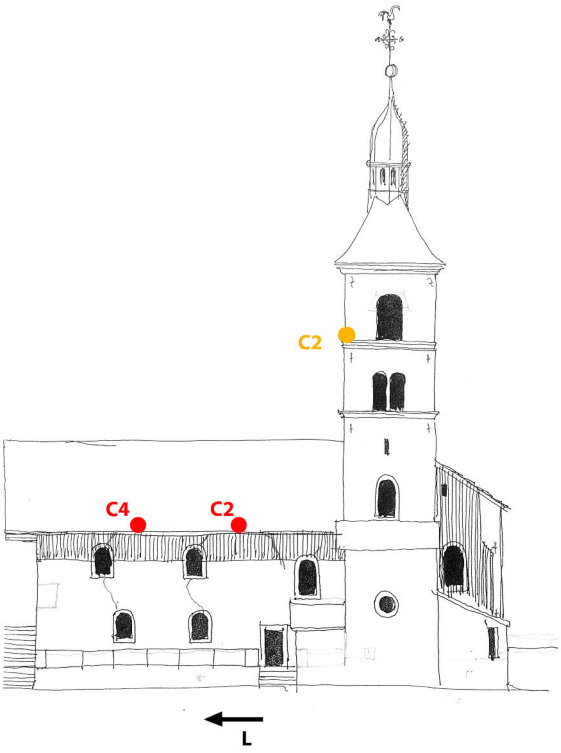
## G.18 Héry-sur-Ugine : Saint Sauveur

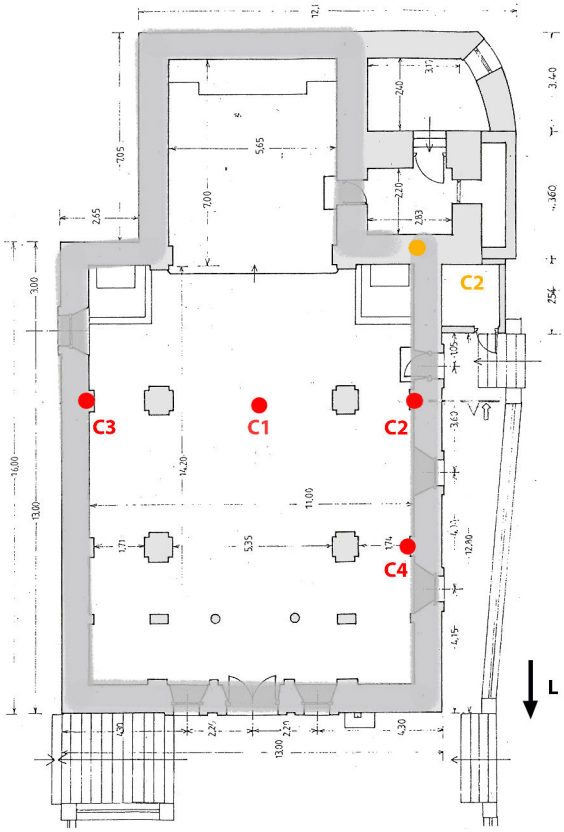


## G.19 Vallorcine : Notre Dame de l'Assomption



# G.20Villard sur Doron : Saint Pierre



# Annexe H

# Outil GRENAT et méthode utilisée pour le calage des modèles

## H.1 Choix de l'outil : optimisation globale par métamodèle

Pour effectuer l'ajustement du modèle numérique sur les données expérimentales, on définit une fonction erreur entre les deux jeux de données. Dans notre cas elle est basée sur les erreurs en fréquence et/ou en déformée (Cf section IV.2.2.c). L'objectif est de trouver la meilleure solution, c'est à dire celle qui permet de minimiser cette erreur, et les paramètres qui lui sont associés. C'est ce qu'on appelle un problème d'optimisation sous contraintes, avec de nombreuses variables. Pour prendre en compte le fait que ces paramètres sont bornés, il est possible d'écrire $n_p$ groupes de contraintes d'inégalité formulées, pour chaque paramètre, $x_i - b_i'' \leq 0$ et $b_i' - x_i \leq 0$ où $b_i''$ et $b_i'$ sont respectivement les bornes supérieures et inférieures du paramètres $x_i$. La prise en compte de ces bornes pour chacun des paramètres de conception consiste donc à intégrer $2 \times n_p$ contraintes d'inégalités. D'un point de vue pratique, on cherchera les paramètres $x$ dans un espace $\mathcal{D}$ dénommé espace de conception ($\mathcal{D} \subset \mathbb{R}^{n_p}$) qui définira les bornes relatives à chacun des paramètres.

Comme on peut le voir en figure H.1 la fonction objectif peut avoir plusieurs minima locaux sur $X$, de valeurs identiques ou différentes, atteints pour des jeux de paramètres différents. Elle présente aussi un ou plusieurs minima globaux selon la définition suivante :
Soit $X = \{x \in \mathcal{D} |\, h(x) = 0, g(x) \leq 0\}$ l'ensemble des contraintes.
Soit $y : X \to R$ une fonctionnelle. $x^* \in R_{np}$ est un point de minimum global si et seulement si,

$$\mathbf{x}^* = \left| \begin{array}{l} \arg \min\limits_{\mathbf{x} \in \mathcal{D}} y(\mathbf{x}) \\ \text{ tel que :} \\ \\ g_j(\mathbf{x}) \geq 0, \quad \forall \text{ j } \in [\![1,n_g]\!] \\ \\ h_k(\mathbf{x}) = 0, \quad \forall \text{ k } \in [\![1,n_h]\!] \end{array} \right. \tag{H.1.1}$$

La restriction de l'espace de recherche à un espace borné peut conduire à l'apparition de minima sur les bords de cet espace. Un problème d'optimisation comme défini ci-dessus ne peut être résolu de manière analytique qu'à condition de connaître la dépendance de la fonction objectif et des éventuelles fonctions contraintes aux paramètres de manière explicite, et que cette dépendance ne soit pas trop complexe. Ce n'est pas le cas pour le problème qui nous intéresse :

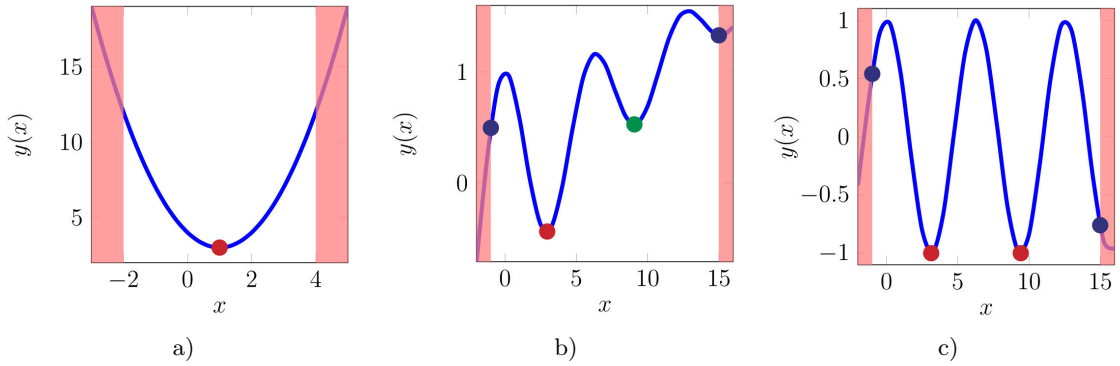



Fig. H.1 Exemples de minima locaux et globaux. a) Fonction $(p-1)^2+3$ : un minimum global pour $\mathcal{D} = [2,4]$. b) Fonction $\exp(-p/10)\cos(p) + 1/10p$ : un minimum global et trois minima locaux pour $\mathcal{D} = [-1,15]$. c)Fonction $\cos(p)$ : deux minima globaux et deux minima locaux pour $\mathcal{D} = [-1{,}15]$

changer une masse volumique ou un module d'Young revient à redéfinir entièrement les matrices de masse et de rigidité du modèle. Dans ce cas, l'optimisation numérique est indispensable.

L'usage d'outils d'optimisation globale comme les algorithmes génétiques (Goldberg, 1989) ou à essaim de particules (Kennedy et Eberhart, 1995) n'est pas envisageable car le nombre d'appels au solveur numérique serait trop grand. De fait, l'analyse modale et le calcul de la fonction erreur nécessitent de 2 minutes pour les modèles de clocher les plus simples à 15 minutes pour les modèles complets d'église. Un moyen de réaliser une optimisation globale est d'utiliser un métamodèle de la fonction objectif $y(x)$ à optimiser (Sacks *et al.*, 1989). Un métamodèle est un modèle mathématique de la fonction objectif. Une fois construit, il fournit une réponse en un point quelconque de l'espace de conception en un temps de calcul très faible comparé au temps nécessaire au solveur numérique pour fournir la réponse exacte au même point, puisque l'on dispose d'une expression mathématique pour l'évaluer. Sa construction nécessite des évaluations "mécaniques" de la fonction réalisées en un nombre limité et judicieusement choisi de points de l'espace $\mathcal{D}$ dans lequel varient les paramètres. Dans notre cas il s'agira de calculer la base modale associée au modèle caractérisé par un jeu de paramètres sélectionnés, suivi du calcul de l'erreur entre cette base et la base expérimentale de référence. Pour cela nous utilisons l'outil GRENAT (GRadient ENhanced Approximation Toolbox) développé au LMT par Laurent (2013). Il s'agit d'un outil développé pour l'optimisation paramétrique et topologique de pièces et d'assemblages dans un contexte industriel. Pour les points de détails, on pourra consulter (Sacks *et al.*, 1989) et (Morris *et al.*, 1993). Les principales étapes de la méthode d'optimisation, construction du métamodèle puis recherche de son minimum, sont illustrées en figureH.2 et détaillées ci-dessous.

## H.2 Principales étapes de la méthode d'optimisation

### H.2.1 Échantillonnage de l'espace étudié

. L'élaboration d'un modèle de substitution nécessite, pour obtenir la réponse en un point, un ensemble $E_a$ de couples de sites et de réponses, ou échantillon d'apprentissage. Ce sont les couples composés des valeurs retenues des paramètres et de la valeur de la fonction objectif associée. Dans la suite, un point de la base d'apprentissage sera noté $x^{(k)}$ avec $k \in [1, n_p]$ et $n_s$

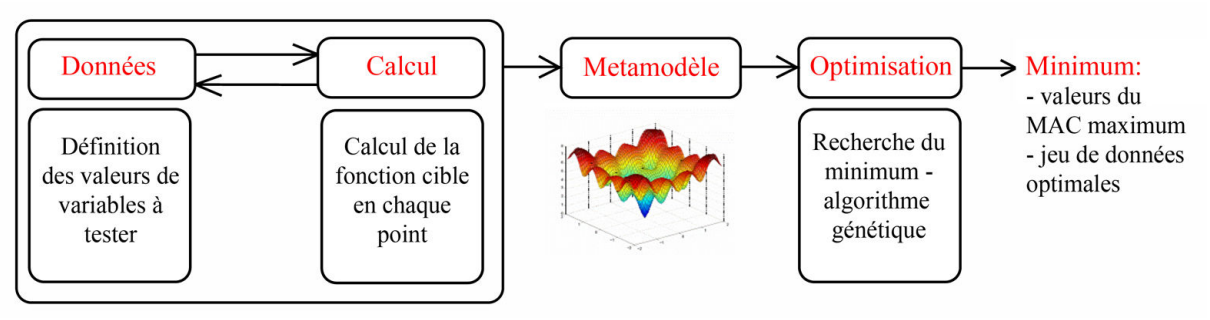



Fig. H.2 Étapes de la méthode d'optimisation avec l'outil GRENAT : échantillonnage de l'espace, construction de la base d'apprentissage, construction du métamodèle, recherche du minimum

la dimension du problème, $y_k$ la réponse qui y est associée. $x^{(0)}$ sera le point courant de l'espace de conception où l'on souhaite obtenir la valeur approchée de la fonction objectif.
Afin d'échantillonner l'espace des paramètres, des méthodes dites de plan d'expérience sont utilisées. Initialement, les plans d'expériences expérimentaux visaient à minimiser le nombre de manipulations nécessaires tout en permettant de contrôler l'erreur de répétabilité et de quantifier l'influence d'un paramètre sur la réponse du modèle ainsi que celle de l'interdépendance des paramètres. L'objectif des plans d'expériences numériques est de proposer un échantillonnage de l'espace de conception qui permette d'obtenir une bonne représentation de la fonction que l'on souhaite approximer (Franco, 2008). Cela signifie que les échantillons doivent :

- remplir l'espace de conception, c'est-à-dire que les échantillons doivent former un sous-ensemble représentatif de l'espace où varient les paramètres.
- être obtenus de manière efficace et simple, même avec un nombre de paramètres important.
- assurer l'obtention d'un maximum d'effets d'interactions.

La figure H.3 représente en 2D différents procédés d'échantillonnage. Le tirage de plan factoriel amène rapidement à évaluer un nombre important de points : $n_s = p^{d_{dim}}$ avec $p$ le nombre de points souhaités par dimension. La Méthode Hypercube Latin (LHS) consiste à découper en $n_s$ segments de même longueur chacun des $n_p$ axes $[b_i^l, b_i^u]$ (McKay *et al.*, 1979). Ce découpage permet d'obtenir un maillage comportant $n_s^{n_p}$ cellules, parmi lesquelles $n_s$ sont choisies de manière à ce qu'en projection sur chacun des axes $[b_i^l, b_i^u]$, chaque cellule soit sélectionnée une seule fois. Enfin, un tirage aléatoire permet l'obtention d'un point $x_i$ dans chacune de ces $n_s$ cellules. Les permutations retenues n'assurent pas nécessairement l'uniformité des sites sur l'espace de conception. Ainsi en utilisant la méthode LHS pour un faible nombre de sites, il est courant d'observer des zones sans point. Nous avons donc choisi de générer plusieurs tirages LHS et de sélectionner celui qui a les meilleures propriétés d'uniformité en retenant celui qui maximise les distances minimales entre les points de l'échantillon.

### H.2.2 Calcul de la fonction erreur pour chaque tirage

On calcule les réponses exactes $y_i$ de la fonction cible aux points désignés par échantillonnage afin de construire la base d'apprentissage $E_a$. Pour ce faire, nous utilisons le logiciel COFAST3D développé par Champaney (1996), semblable à Cast3M, car une interface MatLab/COFAST3D a été développé au LMT. Le logiciel MatLab permet de générer les échantillonnages de l'espace de conception à l'aide d'outils disponibles dans la boîte à outils GRENAT, d'assurer l'exécution de COFAST3D pour chacun des jeux de paramètres échantillonnés et de récupérer les informations issues du post-traitement de COFAST3D, notamment la valeur de la fonction cible. L'ensemble des routines qui le compose a été regroupé au sein de la boîte à outils COMET (COntrol

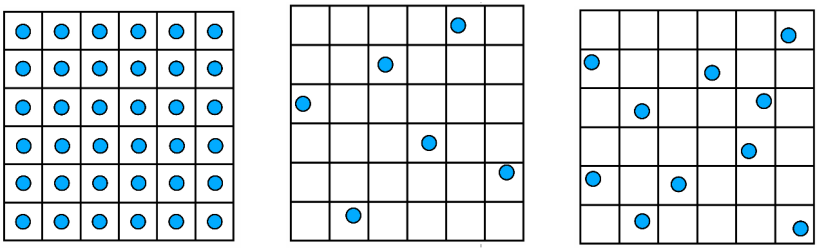



Fig. H.3 Échantillonnage de l'espace $\mathcal{D}$. a) Tirage factoriel $p = 6$. b) Méthode Hypercube Latin (LHS) c) Tirage aléatoire.

Multiparametric stratEgy Toolbox).

Notons l'intérêt de limiter le nombre de variables. En effet, la base d'apprentissage idéale devrait contenir au moins $2^{nbvariables}$ couples ! Par exemple pour 30 variables, la base d'apprentissage devrait contenir $2^{30} = 1000000000000$ jeux de données. Le nombre de calculs à effectuer par un calcul aux éléments finis devient donc vite important. Le temps de calcul est alors incompatible avec le principe de la méthode générale recherchée : un outil de criblage efficace.

### H.2.3 Construction du métamodèle

Une fois le tirage de sites de l'espace de conception réalisé et les réponses associées obtenues, on peut construire un modèle de substitution, c'est-à-dire un modèle capable d'approcher le comportement de la fonction cible. On vise donc à construire une approximation d'une fonction supposée déterministe à partir de ses valeurs en quelques points échantillonnés. Nous utilisons la méthode de krigeage. Elle se base sur un modèle probabiliste et considère que la véritable fonction $y$ est une réalisation d'un processus Gaussien stationnaire $Y$. Ce dernier se formule de la manière suivante :

$$Y(x) = \mu(x) + Z(x) \tag{H.2.1}$$

avec $\mu(x)$ une quantité déterministe et Z, quantité aléatoire, un processus gaussien à moyenne nulle et de fonction de covariance $k$. L'espérance mathématique et la variance de $Y(x)$ s'écrivent :

$$E[Y(x)] = \mu(x),\ Var[Y(x)] = Var[Z(x)] = \sigma_z^2 \tag{H.2.2}$$

Le krigeage consiste à chercher à déterminer un estimateur $\hat{Y}(x^{(0)})$ de la valeur en $x^{(0)} \in \mathcal{D}$ du processus aléatoire $Y(x)$. Connaissant l'échantillon $E_a$ constitué de $n_s$ observations $y_i$ calculées sur les sites $x^{(i)}$, l'estimateur est cherché sous la forme d'une combinaison linéaire telle que celle présentée par l'équation (H.2.3) :

$$\hat{Y}(x^{(0)}) = \sum_{i=1}^{n_s} \lambda_i(x^{(0)}) Y_i = \lambda(x^{(0)})^T \mathbf{Y}_{n_s} \text{ avec } \lambda(x^{(0)}) = [\lambda_1(x^{(0)})\lambda_2(x^{(0)})...\lambda_{n_s}(x^{(0)})]^T$$
$$\text{et } \mathbf{Y}_{n_s} = [Y_1 Y_2 ... Y_{n_s}]^T \text{ où } Y_i = Y(x^{(i)}) \tag{H.2.3}$$

Les $\lambda_i(x^{(0)})$ sont les coefficients du krigeage, inconnues du problème. Sacks *et al.* (1989), Rasmussen et Williams (2006) et Laurent (2013) montrent que construire un modèle de krigeage, c'est-à-dire un estimateur $\hat{Y}$ au point $x^{(0)}$ revient à trouver $\lambda$ minimisant :

$$\lambda^T C \lambda - 2\lambda^T c_0 + \sigma_z^2 \tag{H.2.4}$$

sous la contrainte $\sum_{i=1}^{n_s} \lambda_i \mu x^{(i)} - \mu x^{(0)} = 0$

$c_0$ le vecteur des covariances entre le site $x^{(0)}$ et les sites $x^{(i)}$, $\sigma_z = \sigma_y^2$. $C$ est la matrice de covariance entre différents sites. Cette matrice est au cœur de la méthode de krigeage puisqu'elle définit le comportement du métamodèle. Son expression est la suivante :

$$C = \begin{bmatrix} \mathrm{Cov}\left(Z(x^{(1)}),Z(x^{(1)})\right) & \cdots & \mathrm{Cov}\left(Z(x^{(1)}),Z(x^{(n_s)})\right) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathrm{Cov}\left(Z(x^{(1)}),Z(x^{(n_s)})\right) & \cdots & \mathrm{Cov}\left(Z(x^{(n_s)}),Z(x^{(n_s)})\right) \end{bmatrix} \tag{H.2.5}$$

Notons toutefois que, ne connaissant pas a priori la véritable forme de la structure de covariance entre les réponses aux sites échantillonnés et entre les réponses aux sites échantillonnés et au point courant $x(0)$, Sacks *et al.* (1989) propose pour évaluer cette matrice de covariance d'utiliser une fonction de covariance $k$ pour la représenter :

$$\forall (i,j) \in [0,n_s],\ \forall (x^{(i)},x^{(j)}) \in D, cov[Z(x^{(i)}), Z(x^{(j)})] = k(x^{(i)},x^{(j)}) = \sigma_z^2 R(x^{(i)},x^{(j)};l)$$

$R$ est une fonction de corrélation paramétrique, de paramètres $l$ appelés longueurs de corrélation. Elle est symétrique (paire), définie positive, vérifie $R(x,x,l) = 1$, ne dépendant que de la distance entre deux sites et est de la forme :

$$R(x^{(i)},x^{(j)};l) = \prod_{k=1}^{n_p} h(x_k^{(i)} - x_k^{(j)};l_k) \tag{H.2.6}$$

La figure H.4 présente l'approximation et la variance fournies par un métamodèle de krigeage ordinaire. On constate que le paramètre du modèle de krigeage a un impact considérable sur la qualité de la prédiction. Par ailleurs, on peut voir aussi qu'en fixant un des paramètres, on peut faire évoluer le nombre de réponses $y_i$ utilisées pour construire l'approximation. L'augmentation du nombre de points échantillonnés permet d'obtenir une approximation de meilleure qualité.

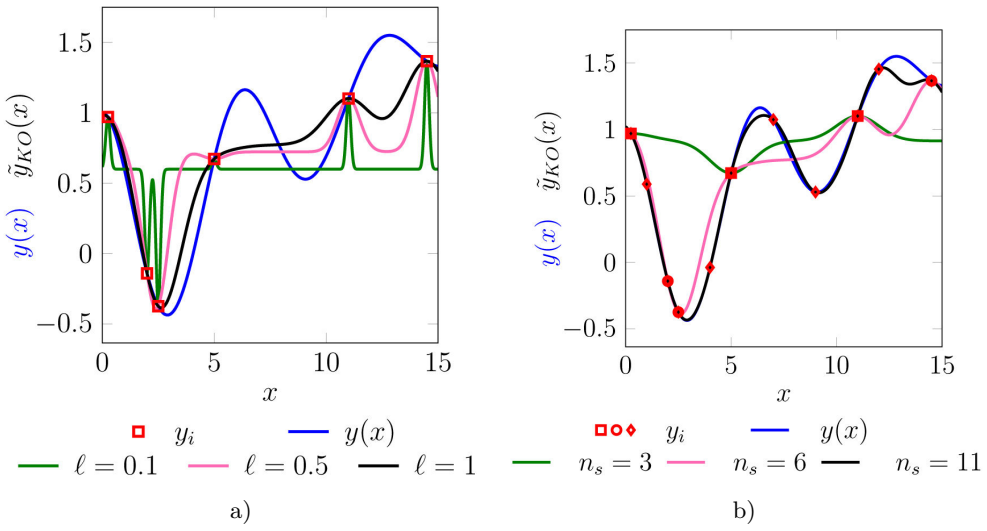



Fig. H.4 Exemples de métamodèles : influence des paramètres et du nombre de points. a) Fonction de référence et approximations obtenues par krigeage ordinaire pour 3 paramètres de corrélation (fonction de corrélation gaussienne). b) Approximations obtenues par krigeage ordinaire pour 3 tirages de 3, 6 et 10 points (fonction de corrélation gaussienne, param. l = 1)

Nous utilisons la méthode dite de krigeage ordinaire où $\mu(x^{(0)})$ est considérée constante, inconnue et valant $\beta$. Une fois le modèle construit, l'évaluation de l'approximation et de la variance nécessite d'évaluer uniquement le vecteur $c_0$ de taille $n_s$ pour chaque site $x^{(0)}$, tels que :

$$c_0 = [cov[Z_0,Z_1]cov[Z_0,Z_2]...cov[Z_0,Z_{n_s}]] \tag{H.2.7}$$

Toutes les autres grandeurs ne sont à calculer qu'une seule fois. C'est pourquoi, malgré un coût de construction parfois important, l'évaluation d'un métamodèle de krigeage est extrêmement peu coûteuse puisqu'elle se réduit finalement à des produits scalaires.

### H.2.4 Recherche du minimum global du métamodèle : algorithmes d'optimisation globale

Les méthodes d'optimisation locales comme les méthodes lagrangiennes (Arrow *et al.*, 1958), l'algorithme du gradient projeté (Goldstein, 1964) ou la méthode des directions admissibles (Chen et Kostreva, 1999), permettent de trouver le point minimum d'un problème d'optimisation avec ou sans contraintes dans le voisinage d'un point initialement choisi. Le défaut principal de ce type de méthodes est que, dans le cas d'une fonction ayant plusieurs minima, le minimum atteint sera lié au point initial choisi pour initialiser l'algorithme. Or on cherche ici à trouver le minimum global de la fonction associée à l'erreur entre l'expérimental et le numérique. C'est pourquoi nous avons utilisé deux algorithmes d'optimisation globale disponibles dans GRENAT : un algorithme génétique, comme proposé initialement par Holland (1962) et un algorithme par essaim particulaire, par Kennedy et Eberhart (1995).

Un algorithme génétique peut être présenté par analogie avec la théorie de la sélection naturelle de Darwin : les individus les plus performants d'une population ont une plus grande probabilité de survivre et d'engendrer des descendants encore plus résistants. On peut traduire numériquement ce constat en considérant les individus de la population comme des jeux de paramètres $x(k)$ dont la performance est mesurée par la fonction objectif $y(x^{(k)})$. L'algorithme ainsi conçu part d'une population initiale et utilise un ensemble d'opérations de sélection, de croisement et de mutation. Il se déroule ensuite en trois phases :

(1) Certains individus de la population sont choisis pour leurs performances, en fonction de la valeur de la fonction objectif qui leur est associée

(2) Par croisement de ces individus, de nouveaux individus sont créés

(3) Une perturbation aléatoire des individus ou mutation, permet de générer la population. L'algorithme itère jusqu'à convergence.

L'algorithme par essaim particulaire est fondé sur le comportement de certaines espèces animales. Plus précisément, certaines espèces qui vivent en colonie de 2 ou plusieurs membres adoptent un comportement de groupe pour assurer leur survie. Chaque "agent" du groupe semble avoir un comportement autonome mais est au service du groupe. C'est cette stratégie de collaboration que l'algorithme par essaim particulaire met en œuvre numériquement. Chaque agent n'a qu'une vision partielle du problème, dans la zone où il se déplace. L'algorithme pilote le comportement d'un ensemble de particules formant l'essaim en agissant sur leur position et leur vitesse. Il cherche itérativement à faire converger l'essaim vers la solution optimale du problème. Pour cela, l'algorithme calcule à chaque itération la vitesse de déplacement de chaque particule. Cette vitesse tient compte de plusieurs paramètres, des informations issues des autres particules de l'essaim et de la tendance d'évolution de la particule considérée. Ainsi, à l'instant $i+1$, la vitesse de la particule $j$ (position $x_{i+1}^{(j)}$) est calculée en tenant compte de :

(1) la vitesse $v_i^j$ de la particule à l'instant $i$

(2) la position de la particule $x_b$ ayant la meilleure performance, associée à la fonction objectif la plus faible, parmi les particules voisines (comportement panurgien)
(3) la position $x^{(j)*}$ où la particule considérée a atteint la meilleure performance. Ainsi la vitesse de la particule $j$ à l'instant $i+1$ s'écrit $v_{i+1}^j = c_1 v_i^j + c_2(x^{(i)*} - x_i^j) + c_3(x_b - x_i^{(j)})$ où $c_1$ est fixé arbitrairement et $c_2$ et $c_3$ sont choisis aléatoirement. La position de la particule $j$ est ensuite calculée de la manière suivante $x_{i+1}^{(j)} = x_i^{(j)} + v_{i+1}^j$. En revanche le choix des paramètres qui régissent le comportement des particules, le nombre de particules à choisir pour avoir un bon compromis entre le nombre d'itérations et la convergence, et le type de scission de l'essaim doivent être choisis correctement (Clerc, 2005; Clerc et Kennedy, 2002; Fontan, 2001; Trelea, 2003).

# Bibliographie


S. Abbaneo, G. Baronio, L. Binda et C. Tiraboschi : Murature in pietra : classificazione ed indagini preliminari per la scelta e la progettazione delle miscele per l'iniezione. *In Convegno "Murature, Sicurezza, Recupero*, p. 185–222, Trento, Italy, 1993.

N. Abbas, C. Calderini, S. Cattari, S. Lagomarsino, M. Rossi, R. G. Corradini, G. Marghella et V. Piovanello : Deliverable d4, "classification of the cultural heritage assets and description of the limit states and identification of damage measures". Rap. tech., PERPETUATE, 2010.

L. Abdou, R. A. Saada, F. Meftah et A. Mebarki : Experimental investigations of the joint-mortar behaviour. *Mechanics Research Communications*, p. 370–384, 2006.

J. Aboudi : *Mechanics of Composite Materials - A Unified Micromechanical Approach. Studies in applied mechanics*, vol. ISBN : 0444884521. Elsevier Sciences Ltd, 1991.

D. Abruzzese, M. Ferraioli, A. Mandara, L. Miccoli et A. Vari : Structural monitoring and seismic safety of two masonry bell towers. *In Proceedings 11*, vol. 2, 2010.

D. Abruzzese, L. Miccoli et J. Yuan : Mechanical behavior of leaning masonry huzhu pagoda. *Journal of Cultural Heritage*, Vol. 10:p. 480–486., 2009.

V. Acary : *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés*. Thèse de doctorat, Université de la Méditerranée - Aix-Marseille II, 2001.

AFNOR : Pierres calcaire - mesures de la porosité, de la masse volumique réelle et de la masse volumique apparente. Rap. tech. NF B 10-503, AFNOR, Aout 1973.

AFNOR : Roches – détermination de la résistance à la traction – méthode indirecte – essai brésilien. Rap. tech. NF P 94-422, AFNOR, 2001.

AFNOR : Méthodes d'essai des pierres naturelles - détermination du module d'élasticité statique. Rap. tech. NF EN 14580, AFNOR, août 2005.

AFNOR : Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination de la résistance en compression. Rap. tech. NF EN 1926, AFNOR, Avril 2007.

C. Albanel : 400 millions d'euros seront consacrés à la restauration du patrimoine, 2009. URL `http://archives.gouvernement.fr/fillon_version2/gouvernement/400-millions-d-euros-seront-consacres-a-la-restauration-du-patrimoine.html`. Mis en ligne le 04 mars 2009, consulté le 15 mai 2013.

R. Allemang : The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse. *Sound and Vibration*, 37 (8):14–21, 2003.

R. Allemang et D. Brown : Correlation coefficient for modal vector analysis. *In 1st international modal analysis conference (IMAC-I)*, 1983.

E. Antonacci, G. Beolchini, F. D. Fabio et V. Gattulli : Retrofitting effects on the dynamic behaviour of s. maria di collemaggio. *In Tenth International Conference on Computational Methods and Experimental Measurements, Alicante, Spain*, 2001.

F. Aras, L. Krstevska, G. Altay et L. Tashkov : Experimental and numerical modal analyses of a historical masonry palace. *Construction and Building Materials*, 25(1):81–91, 2011.

G. Armand, M. Boulon, J. Jay, C. Papadopoulos, G. Picaud, M. Reveillet, B. Rey et J. Verdys : Monuments under seismic action. task number 3 - interface properties ev5v-ct93-0300. *Laboratoire Sol Solide Structure HMG INPG CNRS, Grenoble*, 1997.

K. Arrow, L. Hurwicz et H. Uzawa : *Studies in Nonlinear Programming.* Stanford University Press, Stanford, CA, 1958.

ASTM : Onsite measurement of masonry deformability properties using flat-jack method, 1991a.

ASTM : Standard test method for in-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using the flat-jack method. http ://www.astm.org/Standards/C1196.htm, 1991b.

R. H. Atkinson, B. P. Amadei, S. Saeb et S. Sture : Response of masonry bed joints in direct shear. *Journal of Structural Engineering*, 115(9):2276–2296, 1989.

AutoCAD : Autodesk inc, 2010. URL `http://usa.autodesk.com`.

R. Avezou : *Histoire de Savoie.* Que sais-je ? 1944.

P. Avitabile : Lecture notes : Modal analysis i & ii. University of Massachusetts Lowell, 2012.

H. Backes : *On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (en allemand).* Thèse de doctorat, Aachen University of technology, 1985.

E. Balmès : Modèles analytiques réduits et modeles expérimentaux complets en dynamique des structures. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, soutenue à l'Université Pierre et Marie Curie, 1997.

E. Balmès : *Methods for vibration design and validation - Méthodes de conception et de validation en vibration.* ENSAM / PIMM, 2011. Notes de cours.

H. Banon, H. M. Irvine et J. M. Biggs : Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of the Structural Division*, 107(9):1713–1727, 1981.

P. Barré et L. Barré : *Memento de l'architecte et de l'entrepreneur. Théorie pratique et législation du bâtiment.* Paris, 1896.

G. Bartoli, M. Betti et S. Giordano : In situ static and dynamic investigations on the "torre grossa" masonry tower. *Engineering Structures*, 52(0):718 – 733, 2013. ISSN 0141-0296. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613000606`.

H. Baud et J.-Y. Mariotte : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 2, le Faucigny de *Haute-Savoie*. Roanne, 1980a.

H. Baud et J.-Y. Mariotte : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 1, le Chablais de *Haute-Savoie*. Roanne, 1980b.

H. Baud, J.-Y. Mariotte, A. Guerrier et J.-B. Challamel : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 3, Le Genevois et Lac d'Annecy de *Haute-Savoie*. Roanne, 1981.

A. Bayraktar, T. Türker, B. Sevim, A. Altunisik et F. Yildirim : Modal parameter and identification of hagia sophia bell-tower via ambient vibration test. *Journal of Nondestructive Evaluation*, 28:37–47, 2009.

A. Bayraktar, A. Şahin, D. M. Özcan et F. Yildirim : Numerical damage assessment of haghia sophia bell tower by nonlinear fe modeling. *Applied Mathematical Modelling*, 34(1):92 – 121, 2010. ISSN 0307-904X. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0307904X09000900`.

M. L. Beconcini, S. Bennati et W. Salvatore : Structural characterisation of a medieval bell tower : First historical, experimental and numerical investigations. *In 3rd International Seminar in Historical Constructions*, Guimarães, 2001.

D. Benedetti, P. Carydis et P. Pezzoli : Shaking table tests on 24 simple masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27:67–90, 1998.

F. Bernard : *L'abbaye de Tamié et ses granges (1132-1793)*. Imprimerie Allier, Grenoble, 1967.

D. E. Beskos : Use of finite and boundary elements for the analysis of monuments and special buildings. *Bulletin of Greek Society of Civil Engineering*, 216:31– 43, 1993.

D. E. Beskos : Use of finite and boundary elements for the analysis of monuments and special buildings. *Bulletin of Greek Society of Civil Engineering*, 217:15 – 32, 1994.

M. D. Biasio, S. Grange, F. Dufour, F. Allain et I. Petre-Lazar : A simple and efficient intensity measure to account for nonlinear structural behavior. *Earthquake Spectra*, 30(4): 1403–1426, November 2014.

L. Binda, G. Cardani, A. Saisi et M. Valluzzi : Vulnerability analysis of the historical buildings in seismic area by a multilevel approach. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 7(4):343–357, 2006.

L. Binda, A. Fontana et G. Frigerio : Mechanical behaviour of bric masonries derived from unit and mortar characteristics. *In* D. J. W. Courcy, éd. : *8th International Brick and Block Masonry conference*, p. 205–216, London, 1988. Elsevier Applied Science.

L. Binda, A. Saisi et C. Tiraboschi : Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. *Construction and Building Materials*, 14(4):199 – 233, 2000a. ISSN 0950-0618. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061800000180`.

L. Binda, C. Tiraboschi et R. T. Folli : On site and laboratory investigation on materials and structure of a bell-tower in monza. *International Zeitschrift fur Bauinstandsetzen und baudenkmalpflege*, 6(1):41–62, 2000b.

R. Blanchard : *Les Alpes occidentales*, vol. 7 tomes, 13 volumes. Grenoble et Paris, 1938-1956.

S. Bonnefoy-Claudet : *Nature du bruit de fond sismique : implications pour les é tudes des effets de site*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourrier, Grenoble, France, 2004.

E. Bonnel : *Charpentes d'assemblages du XVIe siècle au XIXe siècle*. Ministère de la Culture, Direction du Patrimoine, Centre de Recherches sur les Monuments Historiques, Paris, 1985. sous la direction de.

R. C. Borg et T. Rossetto : Comparison of seismic damage indices for reinforced concrete structures. *In 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, 2010.

R. D. Borst, P. Feenstra, J. Pamin et L. Sluys : *Computational Modelling of Concrete Structures*, chap. Some current issues in computational mechanics of concrete structures, p. pp. 283–302. Pinerdge Press, 1994.

L. Boscotrecase et F. Picarreta : *Edifici in muratura in zona sismica*. Palermo, 2006.

S. Bourgeois : *Bessans, village d'art en Haute-Maurienne*. Chambéry, 1976.

C. Boutin, S. Hans, E. Ibraim et P. Roussillon : In situ experiments and seismic analysis of existing buildings - part ii : Seismic integrity threshold. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12):1531–1546, 2005.

F. Braga, M. Dolce et D. Liberatore : Influence of different assumptions on the maximum likehood estimation of the macroseismic intensities. *In 4th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Firenze, 1983.

F. Braudel : *L'identité de la France*. novembre 2011.

M. Brehm, V. Zabel et C. Bucher : An automatic mode pairing strategy using an enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies. *Journal of Sound and Vibration*, 329:5375–5392, 2010.

R. Brincker, C. Ventura et P. Andersen : Damping estimation by frequency domain decomposition. *In 19th International Modal Analysis Conference*, p. 698–703, 2001a.

R. Brincker, C. Ventura et P. Andersen : Why output-only modal testing is a desirable tool for a wide range of practical applications. *In 21st International modal analysis conference (IMAC), Kissimmee, Florida*, 2003.

R. Brincker, L. Zhang et P. Andersen : Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart materials and structures*, 10(3):441, 2001b.

M. Brun, J. Reynouard et L. Jezequel : A simple shear wall model taking into account stiffness degradation. *Engineering structures*, 25(1):1–9, janvier 2003.

M. Brun : *Contribution à l'étude des effets endommageants des séismes proches et lointains sur les voiles en béton armé : approche simplifiée couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage*. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2002.

M. Brun, P. Labbe, D. bertrand et A. Courtois : Pseudo-dynamique tests on low-rise shear walls and simplifiedd model based on the structural frequency drift. *Engineering Structures*, 33(3):796–812, 2011.

D. Bui : Le cisaillement dans les plaques et les coques : modélisation et calcul. Rap. tech. HI-71/7784, EDF-DER-MMN, février 1992.

C. Calderini, S. Cattari, S. D. Abbati, S. Lagomarsino, D. Ottonelli et M. Rossi : Deliverable d26, modelling strategies for seismic global response of building and local mechanisms. Rap. tech., PERPETUATE, 2012.

C. Calderini, S. Cattari, S. Lagomarsino et M. Rossi : Deliverable d7, review of existing models for global response and local mechanisms. Rap. tech., PERPETUATE, 2010.

M. Caliman : Typological and seismic vulnerability analyses of three blocks in the historiacl centre of acre. Mémoire de D.E.A., Università degli studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale, 2014.

R. Cantieni : Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *In Proceedings of 1st int operational modal analysis conference (IOMAC)*, p. 249–60, 2005.

G. Cardani et A. Meda : Flexural strength and notch sensitivity in natural building stones : Carrara and dionysos marble. *Construction and Building Materials*, Volume 13, Issue 7:Pages 393–403, 1999.

C. Carocci : Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic area. *In III International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions - SAHC03*, p. 145–165, Guimarães, Portugal, 7-9 November 2001.

A. Carpinteri, S. Invernizzi et G. Lacidogna : In situ damage assessment and nonlinear modelling of a historical masonry tower. *Engineering Structures*, 27(3):387 – 395, 2005. ISSN 0141-0296. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029604003487`.

N. Carrier : *La vie montagnarde en Faucigny à la fin du Moyen Âge. Économie et société, fin XIIIe-début XVIe siècle.* Thèse de doctorat, Université Jean Moulin-Lyon 3, 2000. 3 volumes.

N. Carrier et F. Mouthon : *Paysans des Alpes Les communautés montagnardes au Moyen Âge.* Histoire. Rennes, 2010. ISBN : 9782753510913.

F. Casarin, C. Modena, F. Aoki, F. da Porto et F. Lorenzoni : Structural health monitoring of historical buildings : preventive and post-earthquake controls. *In 5th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-5)*, Cancún, México, 11-15 December 2011 2011.

F. Casarin et C. Modena : Dynamic identification of s. maria assunta cathedral, reggio emilia, italy. *In Proc. of the 2nd International Operational Modal Analysis Conference, IOMAC, Copenhagen, Denmark*, p. 637–644, 2007.

F. Casarin et C. Modena : Seismic assessment of complex historical buildings : Application to reggio emilia cathedral, italy. *International Journal of Architectural Heritage*, 2(3):304–327, 2008. URL `http://dx.doi.org/10.1080/15583050802063659`.

P. Casarin : *Structural assessment and seismic vulnerability analysis of a complex historical building.* Thèse de doctorat, University of Trento, february 2006.

S. Casolo, G. Milani, G. Uva et C. Alessandri : Comparative seismic vulnerability analysis on ten masonry towers in the coastal po valley in italy. *Engineering Structures*, 49(0):465 – 490, 2013. ISSN 0141-0296. URL http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612005998.

M. G. Castellano, S. Infanti, R. Medeot, G. Manos, M. Forni et M. Indirli : The istech project : Use of shape memory alloys in the seismic protection of monuments. *In Monument-98, Workshop on Seismic Performance of Monuments*, Lisbon, Portugal, 1998.

E. Castelnuovo : Pour une histoire dynamique des arts dans la région alpine au moyen-Âge. *Revue suisse d'histoire*, (29):265–286, 1979.

S. Cattari, S. Lagomarsino, D. D'Ayala, V. Novelli et V. Bosiljkov : Delivrable d17, correlation of perfomance levels and damage states for types of buildings. Rap. tech., PERPETUATE, 2012.

L. Champaney : *Une nouvelle approche modulaire pour l'analyse d'assemblages de structures tridimensionnelles*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 1996.

E. Charabidze : *Les retables des Alpes de Piemont-Savoie au XVIIe et XVIIIe siècles*. Thèse de doctorat, Université Paris X- Nanterre, école doctorale Milieux, cultures et sociétés du passé et du présent, Nanterre, décembre 2009.

A. Chastel et J.-P. Babelon : *La notion de patrimoine*. avril 2008.

X. Chen et M. M. Kostreva : A generalization of the norm-relaxed method of feasible directions. *Applied Mathematics and Computation*, 102.2–3:p. 257–272, 1999.

J. Ching et J. L. Beck. : Two-step bayesian structural health monitoring approach for iasc-asce phase ii simulated and experimental benchmark studies. Rap. tech. Technical Report EERL 2003-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena (California), 2003.

A. K. Chopra : *Dynamics of structures*. (1rst and 3rd edition). édn, 1980, 2006.

A. K. Chopra et R. K. Goel : A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3):561–582, 2002.

A. K. Chopra et R. K. Goel : A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8):903–927, 2004.

A. K. Chopra et R. K. Goel : Evaluation of the modal pushover analysis procedure for unsymmetric-plan buildings. *In First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 2006.

A. Chopra et R. Goel : A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings : theory and preliminary evaluation. Peer report no 2001/03, Berkeley, Berkeley, California., 2001.

J. Châtelain, P. Guéguen, B. Guillier, J. Fréchet, F. Bondoux, J. Sarrault, P. Sulpice et J. Neuville. : Cityshark : A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 71(6):698–703, 2000.

M. Clerc : *L'optimisation par essaims particulaires : versions paramétriques et adaptatives.* Paris, 2005.

M. Clerc et J. Kennedy : The particle swarm explosion, stability, and convergence in multidimensional complex space. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 6(1):58–73, 2002.

J. F. Clinton, S. C. Bradford, T. H. Heaton et J. Favela : The observed wander of the natural frequencies in a structure. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (1):237–257, 2006.

CloudCompare : 3d point cloud and mesh processing software, août 2015. URL `http://innovation.edf.com/recherche-et-communaute-scientifique/logiciels/cloudcompare-41182.html`.

R. Clough et J. Penzien : *Dynamic of structures.* McGraw-Hill New York, 1993.

D. Combescure, P. Gueguen et B. Lebrun : Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble. Rap. tech., Association Française de Génie Parasismique (AFPS), 2005.

C. A. Cornell, F. Jaleyer, R. O. Hamburger et D. A. Foutch : Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, p. 526–533, April 2002.

G. Croci : La restauration de la structure de la basilique saint-françois, assise, italie. *Monumental*, semestriel n° 1, 2010.

G. Croci : General methodology for the structural restoration of historic buildings : the cases of the tower of pisa and the basilica of assisi. *Journal of Cultural Heritage*, 1:7 – 18, 2000.

P. Cundall : Computer model for simulation progressive large rock fracture. *In 12th International symposium on rock mechanics*, 1971.

C. de Venise : International charter for the conservation and restoration of monuments and sites, 1964. URL `www.icomos.org/venice_charter.html`.

M. Dechavassine : *Les bâtisseurs du Haut-Giffre. Les Frahans de Samoëns et leur Mourmé : un type d'émigration à profession et langue spéciales.* 1952.

M. Delalonde : *L'église de Saint-Nicolas-la-Chapelle. L'église de Chaucisse.* Annecy, 1982.

L. DeLuca : *La photomodélisation architecturale. Relevé, modélisation et représentation d'édifices à partir de photographies.* Paris, 2009.

C. Demir et A. Ilki : Characterization of the materials used in the multi-leaf masonry walls of monumental structures in istanbul, turkey. *Construction and Building Materials*, 64:398–413, 2014.

J. Denfer : *Charpenterie métallique - Menuiserie en fer & Serrurerie.* Gauthier-Villars, Paris, 1894. URL `http://gallica.bnf.fr/ark:/12148/bpt6k910002`. volume 1 de Encyclopédie des travaux publics.

G. DeRoeck, A. Teughels et E. Reynders : Damage identification of civil engineering structures based on operational modal data. *In 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Copenhagen, Denmark*, avril 2005.

C. Desprez : *Analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes : renforcement par collage de tissus de fibres de carbone (TFC).* Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble-INPG, 2010.

I. Desse, S. George et C. Simon : *Avrieux. Mille ans d'histoire, mille trésors.* Les savoisiennes. 2002.

DGEMN : Monument, workshop on seismic performance of monuments. 1998.

D. Diderot et J. D'Alembert : *Cloche. Encyclopédie, ou Dictionnaire raisonné des sciences, des arts et des métiers.* 1753.

F. Doglioni et P. Mazzotti : Codice di pratica per gli interventi di miglioramento sismico nel restauro del patrimonio architettonico. Rap. tech., Regione Marche, Italy, 2007.

F. Doglioni, A. Moretti et V. P. (a cura di) : *Le chiese ed il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisismico nel restauro, verso una politica di prevenzione.* CNR Gruppo Nazionale per la difesa dai terremoti, Trieste, Italy, 1994.

N. Domède : *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie.* Thèse de doctorat, INSA, Toulouse, 2006.

DPCM : Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, con riferimento alle ntc 14 gennaio 2008. Rap. tech., Ministero Infrastrutture e Trasporti, february 2011.

R. G. Drysdale, A. A. Hamid et L. R. Baker : *Masonry structures : Behavior and design.* Prentice-Hall Inc A. Simon & Shuster Company, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1994.

R. Drysdale, A. Hamid et A. Heidebrecht : Tensile strenght of concrete masonry. *Journal of Structural Division ASCE*, 105:1261–1276, july 1979.

F. Dunand : *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil.* Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier-Grenoble I, Grenoble, 2005.

F. Dunand, Y. A. Meziane, P. Gueguen, J.-L. Chatelain, B. Guillier, R. B. Salem, M. Hadid, M. Hellel, A. Kiboua, N. Laouami, D. Machane, N. Mezouer, A. Nour, E.-H. Oubaiche et A. Remas : Utilisation du bruit de fond pour l'analyse des dommages des bâtiments de boumerdes suite au séisme du 21 mai 2003. *Mémoires du Service Géologique de l'Algérie*, 12:177–191, 2004.

P. Duparc : Les cluses et la frontière des alpes. *Bibliothèque de l'Ecole des Chartes*, CIX, 1951.

L. Durand-Claye : Mémoire sur les procédés d'essai de la résistance des pierres - ciments et autres matériaux de construction. *Annales des ponts and chaussées*, p. 173–211, 1888. URL `URL:http://gallica.bnf.fr/ark:/12148/cb34348188q/date`.

A. D'Ambrisi, V. Mariani et M. Mezzi : Seismic assessment of a historical masonry tower with nonlinear static and dynamic analyses tuned on ambient vibration tests. *Engineering Structures*, 36(0):210 – 219, 2012. ISSN 0141-0296. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029611004901`.

D. D'Ayala et E. Speranza : Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. *Earthquake Spectra*, (19):479–509, 2003.

A. Elmenshawi, M. Sorour, A. Mufti, L. G. Jaeger et N. Shrive : Damping mechanisms and damping ratios in vibrating unreinforced stone masonry. *Engineering Structures*, 32: 3269–3278, 2010a.

A. Elmenshawi, M. Sorour, A. Mufti, L. G. Jaeger et N. Shrive : In-plane seismic behaviour of historic stone masonry. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37:465–476, 2010b.

J. Elsen : Microscopy of historic mortars—a review. *Cement and Concrete Research*, 36(8):1416 – 1424, 2006. ISSN 0008-8846. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884605003145`. 10th {EUROSEMINAR} on microscopy applied to building materials, University of Paisley, June 21-25, 2005.

EMS-98 : L'echelle macrosismique européenne 1998. *Cahiers du centre européen de géodynamique et de séismologie*, 19, 2001.

Eurocode8 : Design of structures for earthquake resistance – general rules, seismic actions and rules for buildings. Norme, EN 1998-1., 2004.

R. Faria, J. Oliver et M. Cervera : A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures. *International Journal of Solids and Structures*, 35(14):1533 – 1558, 1998. ISSN 0020-7683. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0020768397001194`.

M. Fontan : *Identification de paramétres par analyse inverse à l'aide d'un algorithme métaheuristique : applications à l'interaction sol structure, à la caractérisation de défauts et à l'optimisation de la métrologie.* Thèse de doctorat, Université Bordeaux 1, Bordeaux, 2001.

D. Foppoli : Inspection of palladio's bridge in bassano del grappa using positioning techniques by ropes. *In 14th International Conference on Studies, Repair and Maintenance of Heritage Architecture, STREMAH'15*, La Corona, July 2015.

D. Foti, M. Diaferio, N. I. Giannoccaro et M. Mongelli : Ambient vibration testing, dynamic identification and model updating of a historic tower. *{NDT} & E International*, 47(0):88 – 95, 2012. ISSN 0963-8695. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0963869511001745`.

J. Franco : *Planification d'expériences numériques en phase exploratoire pour la simulation des phénoménes complexes.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-étienne, 2008.

G. Frunzio, M. Monaco et A. Gesualdo : 3d f.e.m. analysis of a roman arch bridge. *In* P. Lourenço et P. Roca, éds : *Historical Constructions, 3rd International Seminar on structural analysis of historical constructions, Guimarães*, p. p. 591–598. CRC Press, 2001.

A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna et S. Cattari : Tremuri program : Seismic analyses of 3d masonry buildings. Rap. tech., University of Genoa, 2009.

D. Garcia et T. Soong : Seismic fragility of block type non-structural components. part 2 : restrained components. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:131–149, 2003.

D. A. Gasparini et E. H. Vanmarcke : Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra. Rap. tech. Research Report R 76-4, Massachusetts Institute of Technology, M. I. T. Department of Civil Engineering, 1976.

C. Gentile et A. Saisi : Dynamic-based f.e. model updating to evaluate damage in masonry towers. *In 4th International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions*, p. 439–449, Padova, 10-12 November 2004.

C. Gentile et G. Bernardini : An interferometric radar for non-contact measurement of deflections on civil engineering structures : laboratory and full-scale tests. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(5):521–534, 2010.

C. Gentile et N. Gallino : Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge. *Advances in Engineering Software*, 39(4):356–366, 2008.

C. Gentile et A. Saisi : Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment. *Construction and Building Materials*, 21(6):1311–1321, 2007.

C. Gentile et A. Saisi : Ambient vibration testing and condition assessment of the paderno iron arch bridge (1889). *Construction and Building Materials*, 25(9):3709–3720, 2011.

C. Gentile et A. Saisi : *Emerging Technologies in Non-Destructive Testing V*, chap. Dynamic testing of historic iron bridge at different levels of excitation, p. 526 pages. CRC Press, 2012.

C. Gentile et A. Saisi : Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation. *Construction and Building Materials*, 48:1273–1285, 2013.

M. Gidon : *Carte géologique simplifiée des Alpes occidentales, du Léman à Digne, au 1/250.000 ˚*. DIDIER & RICHARD et B.R.G.M., 1977.

Gimp : Gimp . gnu image manipulation program. url :, août 2015. URL `http://www.gimp.org`.

A. Giuffrè et C. Carocci : Statica e dinamica delle costruzioni murarie storiche. *In* M. Adda, éd. : *Convegno internazionale CNR "Le pietre da costruzione : il tufo calcareo e la pietra leccese"*, p. 539–598, Bari, 1993.

T. Gmür : *Dynamique des structures : analyse modale numérique*. 1997.

D. E. Goldberg : *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*. Addison-Wesley Longman Publishing Co., Inc., Boston, MA, USA, 1989.

A. A. Goldstein : Convex programming in hilbert space. *Bulletin of the American Mathematical Society*, 70:p. 709–710, 1964.

H. Gouriou : *L'art campanaire en Occident : histoire, facture et esthétique des cloches de volée*. Paris, 2006.

P. Gueguen : *Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'Interaction Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourrier Grenoble, octobre 2000.

P. Gueguen, S. Cattari, D. Davi, C. Desprez, P. Gehl, S. Grange, A. Kappos, P. Kotronis, S. Lagomarsino, P. Lestuzzi, C. Michel et C. Negulescu : *Vulnérabilité sismique des constructions*. Risques Naturels. Lavoisier, avril 2013. sous la direction de P. Gueguen.

P. Gueguen, V. Jolivet, C. Michel et A.-S. Schveitzer : Comparison of velocimeter and coherent lidar measurements for building frequency assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2):327–338, 2010.

P. Gueguen, C. Michel et L. LeCorre : A simplified approach for vulnerability assessment in moderate-to-low seismic hazard regions : application to grenoble (france). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3):467–490, 2007.

N. Hallermann, G. Morgenthal et V. Rodehorst : Vision-based monitoring of heritage monuments – unmanned aerial systems (uas) for detailed inspection and high-accurate survey of structures. *In STREMAH 15'*, La Coruna, Spain, 2015.

S. W. Han et A. K. Chopra : Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering and Structural dynamic*, 35(15):1853–1873, 2006.

S. Hans, C. Boutin, E. Ibraim et P. Roussillon : In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. part i : Experimental investigations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12):1513–1529, 2005. <hal-00941380>.

A. W. Hendry : *Structural masonry*. Macmillan Education, London, UK, 1990.

M. Herak et D. Herak : Continuous monitoring of dynamic parameters of the dgfsm building (zagreb, croatia). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3):657–669, 2010.

J. Heyman : The stone skeleton. *International Journal of Solids Structures*, Vol. 2:269–279., 1966.

J. Heyman : The safety of masonry arches. *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 11:363–385, 1969.

H. K. Hilsdorf : *Designing, engineering and constructing with masonry products*, chap. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. Gulf Publishing Company, Houston, Texas,USA., 1969.

P. Hoffsummer : *Charpentes du XIe au XIXe siècle. Typologie et évolution en France du Nord et en Belgique*. Paris, 2002. sous la diresction de.

P. Hofmann et S. Stockl : Tests on the shear-bond behaviour in the bed-joints of masonry. *Masonry International*, 9:1–15, 1986.

J. H. Holland : Outline for a logical theory of adaptive systems. *Journal of the Association for Computing Machinery (JACM)*, 9.3:p. 297–314, 1962.

F. M. Hudry : *Sur les chemins du baroque en Tarentaise*. ISBN : 978-2-84206-422-8.

F. M. Hudry : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 4, Albertville et son arrondissement de *Savoie*. Roanne, 1982.

D. L. Hunt : Application of an enhanced coordinate modal assurance criterion (ecomac). *In International Modal Analysis Conference*, p. 66–71, 1992.

R. Héno et L. Chandelier : Photogrammétrie rapprochée. *In Ecole d'été 2013 en photogrammétrie*, p. 110, 2013.

R. Héno et L. Chandelier : *Numérisation 3D de bâtiments*. Collection Systèmes d'information géographique et intelligence territoriale. mai 2014. ISBN : 978-1-78405-034-4.

ICOMOS : Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. Rap. tech., 14th General Assembly of ICOMOS, Victoria Falls, 2003.

J. Idris, T. Verdel et M. Al-Heib : Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23 (3):251–263, 2008.

S. Imanzadeh, A. Denis et A. Marache : Estimation de la variabilité du module de réaction pour l'étude du comportement des semelles filantes sur sol élastique : Application à partir des modèles existants. *In XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil*, 29 - 31 Mai 2011.

M. Indirli : Proposal for a feasibility study on the application of innovative anti-seismic technologies in the framework of the reconstruction of mevale di visso, enea proposal to the technical-scientific committee of marche region. Rap. tech., ENEA, Bologna, Italy, 2000.

M. Indirli, R. Cami, B. Carpani, C. Algeri, P. Panzeri, G. Rossi et L. Piova : The antiseismic rehabilitation of marchesale castle at san giuliano di puglia. *In* P. Lourenço, P. Roca, C. Modena et S. Agrawal, éds : *Structural Analysis of Historical Constructions,*, 2006.

M. Indirli, M. G. Castellano, P. Clemente et A. Martelli : Demo-application of shape memory alloy devices : the rehabilitation of the s. giorgio church bell-tower. *In Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering*, 2001.

S. Ivanovic, M. Trifunac, E. Novikova, A. Gladkov et M. Todorovska : Ambient vibration tests of a seven-story reinforced concrete building in van nuys, california, damaged by the 1994 northridge earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(6):391–411, 2000.

S. Ivorra et F. J. Pallarés : Dynamic investigations on a masonry bell tower. *Engineering Structures*, 28(5):660 – 667, 2006. ISSN 0141-0296. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029605003433`.

B. Jaishi, W.-X. Ren, Z.-H. Zong et P. N. Maskey : Dynamic and seismic performance of old multi-tiered temples in nepal. *Engineering Structures*, 25(14):1827–1839, 2003.

D. Jongmans et Plumier : Etude pilote du risque sismique sur une partie de la ville de liège. Rapport final, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 2000.

C. Kafali et M. Grigoriu : Seismic fragility analysis : Application to simple linear and nonlinear systems. *Earthquake Engineering and & Structural Dynamics*, 36(13):1885–1900, 2007.

S. Kahraman : The correlations between the saturated and dry p-wave velocity of rocks. *Ultrasonics*, 46(4):341–348, 2007.

A. Karatzetzou, C. Negulescu, M. Manakou, B. François, D. M. Seyedi, D. Pitilakis et K. Pitilakis : Ambient vibration measurements on monuments in the medieval city of rhodes, greece. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2014.

U. Kastrup, M. L. Zoback, N. Deichmann, K. F. Evans, D. Giardini et A. J. Michael : Stress field variations in the swiss alps and the northern alpine foreland derived from inversion of fault plane solutions. *Journal of Geophysical Research*, (109), 2004.

J. Kennedy et R. C. Eberhart : Particle swarm optimization. *In IEEE International Conference on Neural Networks*, vol. T. 4, p. p. 1942–1948, 1995.

G. Kerschen, M. Peeters, J. C. Golinval et A. F. Vakakis : Nonlinear normal modes, part i : A useful framework for the structural dynamics. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23:170–194, 2009.

T. Khatua et Y. Cheung : Bending and vibration of multilayer sandwich beams and plates. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 6:11–24, 1973.

K. Kinali et B. R. Ellingwood : Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering : A case study for memphis, tn. *Engineering Structures*, 29:1115–1127, 2007.

H. Koch, L. Eisenhut et W. Seim : Multi-mode failure of form-fitting timber connections – experimental and numerical studies on the tapered tenon joint. *Engineering Structures*, 48:727–738, 2013.

P. Kotronis : Stratégies de modélisation de structures en béton soumises à des chargements sévères. *Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches*, 2008.

S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn et Y. J. Park : Analytical modelling of inelastic seismic response of rc structures. *Journal of Structural Engineering*, 116(4):996–1017, 1990.

S. Lagomarsino, A. Brencich, F. Bussolino, A. Moretti, L. C. Pagnini et S. Podestà : Una nuova metodologia per il rilievo del danno alle chiese : prime considerazioni sui meccanismi attivati dal sisma. *Ingegneria Sismica*, 3:70–82, 1997.

S. Lagomarsino et S. Cattari : Non linear seismic analysis of masonry buildings by the equivalent frame model. *In 11th D-A-CH Conference*, Zurich, 2009.

S. Lagomarsino et S. Podesta : Metodologie per l'analisi di vulnerabilità delle chiese. *In 9th National Conference : Seismic Engineering in Italy*, ANIDIS,Torino, 20-23 Septembe 1999. (CD-ROM).

S. Lagomarsino : Sicurezza e conservazione delle chiese in zona sismica. Rap. tech., G.N.D.T., 1998.

S. Lagomarsino et S. Cattari : Perpetuate guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13 (1):13–47, 2015. ISSN 1570-761X. URL `http://dx.doi.org/10.1007/s10518-014-9674-1`.

S. Lagomarsino et S. Podesta : Damage and vulnerability assessment of churches after the 2002 molise, italy, earthquake. *Earthquake Spectra*, 20:S271–S283, july 2004.

N. Lam, M. Griffith, J. Wilson et K. Doherty : Time-history analysis of urm walls in out-of-plane flexure. *Engineering Structures*, 25:743–754, 2003.

A. Laurendeau, M. Causse, P. Guéguen, M. Perrault, L. F. Bonilla et J. Douglas : A set of eurocode 8-compatible synthetic time-series as input to dynamic analysis. *In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.

L. Laurent : *Stratégie multiparamétrique et métamodèles pour l'optimisation multiniveaux de structures*. Thèse de doctorat, ENS-Cachan, Cachan, France., 2013.

A. LeBris et N. Paparoditis : Matching terrestrial images captured by a nomad system to images of a reference data-base for pose estimation purpose. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 38, 2010. URL `http://www.isprs.org/proceedings/XXXVIII/part3/a/pdf/133_XXXVIII-part3A.pdf`.

M. Lemoine, P. C. de Graciansky et P. Tricart : *De l'océan à la chaîne de montagnes. Tectonique des plaques dans les Alpes.* Gordon and Breach Science Publishers, Paris, 2000.

J.-M. Leniaud : *L'Utopie française, essai sur le patrimoine.* janvier 2001.

J.-M. Leniaud : *Les archipels du passé : le Patrimoine et son Histoire.* Fayard édn, mai 2002.

M. Leroy et G. de Montleau : *Sur les chemins du baroque en Beaufortain.* Regards sur le patrimoine. Fondation Facim / Fontaine de Siloë. ISBN : 978-2-84206-108-1.

N. Lieven et D. Ewins : Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criteria (comac). *In Sixth International Modal Analysis Conference*, Orlando, Florida, February 1988.

C. Limoge-Schraen, C. Giry, C. Desprez et F. Ragueneau : Toward a large-scale seismic assessment method for heritage building : Vulnerability of masonry baroque churches. *European Journal of environement and Civil Engineering*, 2015a.

C. Limoge-Schraen, M. Vassaux, C. Giry et C. D. P. G. F. Ragueneau : Trois points clés pour un diagnostic de vulnérabilité sismique à grande échelle de monuments historiques. *In 9è Colloque National AFPS*, IFSTTAR, Marne la vallée, 2015b.

LLPP : Norme tecniche per le costruzioni. Rap. tech. Decreto Ministeriale del 14/1/2008, Suppl. ord. n. 30 alla G.U. n. 29 del 4/2/2008, Ministero Infrastrutture e Trasporti, Italy, janvier 2008.

LLPP : Istruzioni per l'applicazione delle "nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. Rap. tech. Circolare del 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Suppl. ord. n. 27 alla G.U. del 26/02/2009 No. 47, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.

H. Lotfi et P. Shing : An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers & Structures*, 41(3):413–425, 1991.

P. B. Lourenco, G. Karanikoloudis, N. Mendes et C. Carallo : Assessment of the south aisle in the canterbury cathedral, uk. *In* R. Amoêda, S. Lira et C. Pinheiro, éds : *REHAB 2015, 2nd International Conference on Preservation, Maintenance and Rahabiitation of Historical Buildings and structures*, Porto, 2015. Green Lines Institute.

P. B. Lourenco, J. Roque et V. Oliveira : Seismic safety assessment of the church of the monastery of geronimo, portugal. *In 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianopolis, Brésil*, 2012.

P. Lourenço et L. Ramos : Characterization of cyclic behaviour of dry masonry joints. *Journal Structural Engineering*, Vol. 130:779, 2004.

P. Lourenço et J. Roque : Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings. *Construction and building materials*, 20:200–208, 2006.

P. Lourenço et J. Rots : A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. *Journal Engineering Mechanics. ASCE*, 123(7):660–668, 1997.

M. L'Héritier, P. Dillmann et I. G. nad Ph Bernardi : Première approche du comportement mécanique des fers de construction anciens. *In Actes du deuxième congrès francophone d'histoire de la construction, Lyon 29-31 janvier 2014*, 2016.

G. Macchi : Diagnosis of the facade of st. peter's basilica in rome. *In 3rd Internatio- nal Seminar on Structural Analysis of Historical Construction*, p. 309–318, Guimarães (Portugal), 7–9 Novembre 2001.

G. Magenes, D. Bolognini et C. Braggio : Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. Rap. tech., CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italy, 2000. URL `http://gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Magenes_copertina_con_intestazione.htm`.

W. Mann et M. Betzler : Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry. *In* N. Shrive et A. Huizer, éds : *Proceedings 10th Brick and block Masonry Conference*, p. 1305–1313. University of Calgary, Alberta, Canada, 1994.

N. Martin-Beaumont : Mise en place de dispositifs de prises de vue et d'un flux de production permettant de texturer un modèle 3d calculé par photogrammétrie. Mémoire de D.E.A., Ecole Nationale Supérieure Louis Lumière., 2011.

J. Mazars, P. Kotronis, F. Ragueneau et G. Casaux : Using multifiber beams to account for shear and torsion. applications to concrete structural elements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(52):7264–7281, 2006.

J. Mazars : A description of micro and micro scale damage of concrete structure. *Journal of Engineering Fracture of Mechanics*, 25(5-6):729–737, 1986.

N. Mazzon, M. Valluzzi, T. Aoki, E. Garbin, G. D. Canio, N. Ranieri et al. : Shaking table tests on two multi-leaf stone masonry buildings. *In 11th Canadian masonry symposium*, 2009.

M. McKay, W. Conover et R. Beckman : A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 21.2:p. 239–245, 1979.

F. Meyer : Vaudois et protestants dans les etats de savoie. dossier des archives départementales de Chambéry, (consulté en), 2013.

C. Michel : *Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville. Apport des techniques expérimentales in situ. Application à Grenoble.* Thèse de doctorat, Université Joseph Fourrier, Grenoble, Grenoble, 22 octobre 2007.

C. Michel, P. Gueguen, S. E. Arem, J. Mazars et P. Kotronis : Full-scale dynamic response of an rc building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(4):419–441, 2010.

C. Michel, P. Gueguen et P.-Y. Bard : Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements : An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (8):593–604, 2008.

C. Michel, P. Guéguen et M. Causse : Seismic vulnerability assessment to slight damage based on experimental modal parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(1):81–98, 2012.

B. Middendorf, J. J. Hughes, K. Callebaut, G. Baronio et I. Papayianni : Investigative methods for the characterisation of historic mortars—part 1 : Mineralogical characterisation. *Materials and Structures*, 38(8):761–769, 2005. ISSN 1359-5997. URL `http://dx.doi.org/10.1007/BF02479289`.

C. Mignot : Pour l'hôtel lambert, faites encore un effort, monsieur l'architecte en chef! http ://www.lemonde.fr/idees/article/2009/02/23/pour-l-hotel-lambert-faites-encore-un-effort-monsieur-l-architecte-en-chef-par-claude-mignot_1159186_3232.html, février 2009.

A. Mikael, P. Gueguen, P.-Y. Bard, P. Roux et M. Langlais : The analysis of long-term frequency and damping wandering in buildings using the random decrement technique. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(1):236–246, 2013.

C. Modena, M. R. Valluzzi, F. da Porto et F. Casarin : Structural aspects of the conservation of historic masonry constructions in seismic areas : remedial measures and emergency actions. *IJCH International Journal of Architectural Heritage*, 5(Special Issue):539–558, 4-5 July 2011.

C. Modena et C. Bettio : Experimental characterization and modelling of injected and jacketed masonry walls. *In Italian–French Symposium Strengthening and Repair of Structures in Seismic Areas*, p. 273–82, Nice, France, 1994.

C. Modena, F. D. Porto, F. Casarin, M. Munari et E. Simonato : Cultural heritage buildings and the abruzzo earthquake : performance and post-earthquake actions. 133:3–17, 2010.

F. Mola et R. Vitaliani : Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments : the st mark's basilica in venice. *In 1st International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction, Barcelone (Espagne)*, 1997.

J. P. Monery : *Les retables du Faucigny aux XVIIe et XVIIIe siècles.* Thèse de doctorat, Université de Grenoble II, 1975.

MonuMAT : Base de données nationale des pierres et carrières des monuments historiques de la france métropolitaine et de la réunion, 2015. URL `http://monumat.brgm.fr/`.

M. Moretti et G. Rossi : Structural integrity detection of historical structures by dynamic digital image correlation. *In Proceedings of the conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES)*, p. 539–545, 3-5 octobre 2011. Varenna (LC), Italie.

M. D. Morris, T. J. Mitchell et D. Ylvisaker : Bayesian desing and analysis of computer experiments : use of derivatives in surface prediction. *Technometrics*, 35(3):243–255, 1993.

R. Mouterde : *Morphogénèse des charpentes médiévales à chvrons formant fermes. évolution morphologique, comportement mécanique et principes constructifs.* Thèse de doctorat, Université Paris-Est, École doctorale "Ville, Transport et Territoire", 2011.

L. Moutoussamy : *Essais hybrides en temps réel sur structures de Génie Civil.* Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, décembre 2013.

Mérimée : base architecture - mérimée. http ://www.culture.gouv.fr/culture/inventai/patrimoine/, 2016. URL `http://archives.gouvernement.fr/fillon_version2/gouvernement/400-millions-d-euros-seront-consacres-a-la-restauration-du-patrimoine.html`. Ministère de la Culture et de la Communication, Consulté le 20 janvier 2016.

L. Nobile, C. Gentilini, V. Bartolomeo et M. Bonagura : Micro-destructive flat-jack test for the diagnosis of historic masonry. *Key Engineering Materials*, 417-418:741–744, October 2009.

J.-M. Nocquet et E. Calais : Geodetic measurements of crustal deformation in the western mediterranean and europe. *Pure and Applied Geophysics*, (161), 2004.

B. E. Odent : Memento roches et minéraux industriles. les rioches ornementales. Rap. tech. 87 SGN 763 GEO, BRGM - service géologique national, novembre 1987.

A. Oikonomopoulou : *Approches numériques pour l'étude du comportement des structures maçonnées anciennes.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieured'Architecture de Paris la Villette, 2009.

D. Oliveira et P. Lourenco : Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Computers and Structures*, Vol. 82, Issues 17-19:1451–1461, 2004.

A. Orduna : *Seismic Assessment of Ancient Masonry structures by Rigid Blocks Limit Analysis.* Thèse de doctorat, University of Minho, Dept. of Civil Engineering, November 2003.

A. Orduna et P. B. Lourenco : Limit analysis as a tool for the simplified assessment of ancient masonry structures. *In 3rd Int. Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions*, p. 511–520, Guimarães, Portugal, 7-9 November 2001.

P. Ougier-Simonin : Les clochers de savoie. *Société d'histoire et d'archéologie d'Aime*, (15), 1993.

M. Ouisse et E. Foltête : Model correlation and identification of experimental reduced models in vibroacoustical modal analysis. *Journal of Sound and Vibration*, 342:200–217, 2015.

R. Oursel : L'art religieux en savoie. *Revue Savoisienne*, 1-2:7 p, 1950.

R. Oursel : Clochers de savoie. *Revue Savoisienne*, 3-4, 1951.

R. Oursel : *Ars Sabaudiae - L'art populaire baroque en Savoie.* Annecy, 1955.

R. Oursel : *Art en Savoie.* Art et paysages. Arthaud, Grenoble, 1975. ISBN2-7003-0036-X.

A. Page : Finite element model for masonry. *Journal of Structures ASCE*, 104 ST8:1267–1285, 1978.

A. Page : The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Inst. Civil Eng*, 71 (3): 893–906, 1981.

A. Page : The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *Int. J. Masonry Constr*, 3 (1):26–31, 1983.

P. Paillard, M. Brocard, L. Lagier-Bruno et A. Palluel-Guillard : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 1, Chambéry et ses environs - Le petit Bugey de *Savoie.* Roanne, 1982.

P. Paillard, M. Brocard, M. Messiez-Poche et P. Dompnier : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 3, La Maurienne - Chamoux - La Rochette de *Savoie*. Roanne, 1983.

P. Paillard, M. Brocard, M. Messiez-Poche et A. Palluel-Guillard : *Histoire des communes savoyardes*, vol. tome 2, Aix-les-Bains et ses environs - Les Bauges - La Chartreuse - La Combe de Savoie - Montmélian de *Savoie*. Roanne, 1984.

G. Pande, J.X.Liang et J. Middleton : Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics*, p. 243–265, 1989.

S. Papa et G. D. Pasquale : Manuale per la compilazione della scheda per il rilievo del danno ai beni culturali, chiese, 2013. (a cura di).

T. S. Paraskeva, A. J. Kappos et A. G. Sextos : Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(11):1269–1293, 2006.

M. Parisi et M. Piazza : Seismic strengthening of traditional carpentry joints. *In The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17 2008.

Y. J. Park et A. H. S. Ang : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 111(4):722–739, 1985.

PCM : Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. OPCM n. 3274, 20 March, 8 May 2003.

PCM : Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza n .3274 del 20/3/2003, recante "primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. OPCM, n. 3431, 3 May 2005, 10 May 2005.

P. Pegon et A. Anthoine : *Advances in Non-Linear Finite Element Methods*, chap. Numerical Strategies for Solving Continuum Damage Problems Involving Softening : Application to the Homogenization of Masonry, p. pp 143–157. Civil-Comp Press, 1994.

L. Pelà : *Continuum Damage Model for Nonlinear Analysis of Masonry Structures*. Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, 2008.

D. Penazzi, M.-R. Valluzzi, A, Saisi, L. Binda et C. Modena : Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas. *In International congress, more than two thousand years in the history of architecture safeguarding the structure of our architectural heritage*, p. 1–6, Bethlehem, Palestine, 2001.

M. Perrault : *Évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures in situ*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2013.

A. Perret : Les origines de l'expansion monastique en savoie. *Mémoires de l'Académie des sciences, belles-lettres et arts de Savoie*, I(6):31, 1953.

R. Perrier : Méthodes antiques d'extraction des roches encore en usage au cambodge. *Pierre Actual*, 790:69–73, 2002.

J.-P. Petit : Modélisation numérique du comportement sismique d'un ouvrage historique. Rap. tech., DMT, SEMT/EMSI/98-009 A (CEA-Saclay), 1998.

D. Peyre : *Savoie baroque*. 1998. sous la direction de.

D. Peyre, D. Blin, D. Déquier, J. Jorcin-Roch, R. Milleret, J. Prieur, A. Tourt et F. Tracq : *Sur les chemins du baroque en Maurienne*. sous la direction de D. Peyre.

M. Pierrot-Deseilligny : Micmac, apero, pastis and other beverage. the doc !, décembre 2014. URL `http://www.micmac.ign.fr/svn/micmac/trunk/Documentation/DocMicMac/DocMicMac.pdf`.

M. Pierrot-Deseilligny et I. Cléry : Interface ergonomique de calculs de modèles 3d par photogrammétrie. *In Colloque La Photogrammétrie au Service des Archéologues et des Architectes*, Villeneuve-lez-Avignon, France, September 2010.

M. Pierrot-Deseilligny et N. Paparoditis : A multiresolution and optimization-based image matching approach : An application to surface reconstruction from spot5-hrs stereo imagery. *Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 36 (1/W41):5, février 2006.

D. Pitilakis, K. Pitilakis, A. Karatzetzou, N. Abbas, S. Cattari et S. Lagomarsino : Deliverable d25, report on the development of the simplified soil-foundation model. Rap. tech., 2011.

F. D. Porto, M. R. Valluzzi et C. Modena : Investigations for the knowledge of multi-ieaf stone masonry walls. *In* S. Huerta, éd. : *the First International Congress on Construction History*, 20th-24th January 2003.

V. L. Pulido, A. A. Durá et E. Fenollosa : Seismic evaluation of the cathedral of valencia (spain) applying a scalar damage model. *In* D. P. E. Oñate, D.R.J. Owen et B. Suárez, éds : *XII International Conference on Computational Plasticity. Fundamentals and Applications. COMPLAS XII*, 2012.

C. Péquegnat, P. Guéguen, D. Hatzfeld et M. Langlais : The french accelerometric network (rap) and national data centre (rap-ndc). *Seismological Research Letters*, 79(1):79–89, 2008.

A. Rafiee, M. Vinches et C. Bohatier : Application of the nscd method to analyse the dynamic behaviour of stone arched structures. *International Journal of Solids and Structures*, 45(25-26):6269 – 6283, 2008. ISSN 0020-7683. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0020768308003065`.

L. F. Ramos et Z. Sharafi : Tube-jack testing for irregular masonry walls : First studies. *Advanced Materials Research*, 133-134:229–234, October 2010.

L. Ramos : *Damage Identification on masonry structures based on vibrations signatures*. Thèse de doctorat, University of Minho, 2007. URL `www.civil.uminho.pt/masonry`.

L. Ramos, L. Marques, P. Lourenço, G. D. Roeck, A. Campos-Costa et J. Roque : Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis : Two case studies. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(5):1291 – 1305, 2010. ISSN 0888-3270. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0888327010000440`. Special Issue : Operational Modal Analysis.

C. E. Rasmussen et C. K. I. Williams : *Gaussian Processes for Machine Learning*. Adaptive Computation and Machine Learning. The MIT Press, Cambridge, MA, USA, 2006.

E. Reyes, J. Galvez, M. Casati, D. Cendon, J. Sancho et J. Planas : An embedded cohesive crack model for finite element analysis of brickwork masonry fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 76, Issue 12:1930–1944., 2009.

B. Richard et F. Ragueneau : Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading : stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics*, 2010.

B. Richard et F. Ragueneau : Continuum damage mechanics based model for quasi brittle materials subjected to cyclic loadings : Formulation, numerical implementation and applications. *Engineering Fracture Mechanics*, 98:383–406, January 2013.

Risk-UE : An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. wp4 : Vulnerability of current buildings. Rap. tech., European Project, 2003.

M.-A. Robbe : *Les retables de bois sculpté en Tarentaise au XVIIe et XVIIIe siècles*. Chambéry, 1939.

I. Roland : L'étude des charpentes comme élément de datation du patrimoine rural : l'exemple genevois. *In Situ Revue des Patrimoines*, (9), mai 2008. thème du numéro : Le temps en questions. Méthodes de datation et approche chronologique.

I. Roland, I. Ackermann, M. Hans-Moevi et D. Zumkeller : *Les maisons rurales du canton de Genève*. Slatkine, Genève, 2006.

J. Rondelet : *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*. Paris, 1817. URL `http://gallica.bnf.fr/ark:/12148/bpt6k86640z`. Tirants : Tome 4 / Partie 3, volume 6.

R. Roques : Les chapelles des alpes occidentales. *In Actes du Congrès des sociétés savantes de Savoie*, p. 7, Nice, 1965.

P. P. Rossi : Analysis of mechanical characteristics of brick masonry tested by means of in situ tests. *In VI I.B.Ma.C.*, p. 1088–1099, Roma, 1982.

J. G. Rots, B. Belletti et S. Invernizzi : Robust modeling of rc structures with an "event-by-event" strategy. *Engineering Fracture Mechanics*, 75(3):590–614, 2008.

M. S. L. Roufaiel et C. Meyer : Analytical modelling of hysteretic behaviour of rc frames. *Journal of structural engineering*, 113(3):429–444, 1987.

A. Rupp : Ringing bells-state of the art in the durability evaluation of church bells. *In Colloquium Development Evaluation*, vol. 3, p. p. 29–40, Ljubljana, Slovénie, mars 2006.

G. Russo, O. Bergamo, L. Damiani et D. Lugato : Experimental analysis of the "saint andrea" masonry bell tower in venice. a new method for the determination of "tower global young's modulus e". *Engineering Structures*, 32(2):353 – 360, 2009. ISSN 0141-0296. URL `http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609002570`.

D. Rykner : Nombreuses questions autour de l'incendie de l'hôtel lambert. http ://www.latribunedelart.com/nombreuses-questions-autour-de-l-incendie-de-l-hotel-lambert, juillet 2013.

J. Sacks, W. J. Welch, T. J. Mitchell et H. P. Wynn : Design and analysis of computer experiments. *Statistical Science*, 4:409–423, 1989.

R. Sahlaoui : *Analyse par le calcul à la rupture des murs en maçonnerie en vue de leur renforcement par des composites collés*. Thèse de doctorat, Université Paris Est, 2011.

M. Schotanus, P. Franchin, A. Lupoi et P. Pinto : Seismic fragility analysis of 3d structures. *Structural Safety*, 26:421–441, 2004.

M. Seguin : La gestion et l'exploitation des données photogrammétriques, lasergrammétriques et topographiques : le cas d'aigues-mortes. Mémoire de D.E.A., Ecole Nationale des Sciences Géographiques, 2011.

M. Seguin : Photogrammétrie numérique et architecture : Apport et application de la corrélation épipolaire dense (ced) à l'archéologie du bâti. Mémoire de D.E.A., Aix-Marseille Université - UFR Arts, Lettres, Langues et Sciences Humaines - Département d'Histoire de l'Art et d'Archéologie, 2013.

R. Senthivel et P. Lourenco : Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Engineering Structures*, Vol. 31, Issue 9:1930–1943, 2009.

V. Sepe, E. Speranza et A. Viskovic : A method for large-scale vulnerability assessment of historic towers. *Structural Control and Health Monitoring*, 15:389–415, 2008.

H. Shrestha, S. Pradhan et R. Guragain : Experiences on retrofitting of low strength masonry buildings by different retrofitting techniques in nepal. *In 15th World Conference of Earthquak Engineering*, Lisbon, 2012.

B. Silva : *Diagnosis and strengthening of historical masonry structures : numerical and experimental analyses*. Thèse de doctorat, Ph. D. thesis, University of Padova, Italy, 2012.

B. Silva, M. Dalla Benetta, F. da Porto et C. Modena : Experimental assessment of in-plane behaviour of three-leaf stone masonry walls. *Construction and Building Materials*, 53:149–161, 2014.

B. Silva, J. M. Guedes, A. Arêde et A. Costa : Calibration and application of a continuum damage model on the simulation of stone masonry structures : Gondar church as a case study. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(1):211–234, 2012.

E. Speranza, A. Viskovic et V. Sepe : Integrated methods for the assessment of the structural vulnerability of historical towers. *In SAHC 06 'Structural Analysis of Historical Constructions'*, vol. 1, p. 651–658, New Delhi, 6–8 November 2006.

D. Spinello : Basilica di s. giustina in padova : analisi strutturali con particolare riferimento alle condizioni di stabilità del coro vecchio. Mémoire de D.E.A., Università degli studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale, 2001.

T. Stablon : *Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie*. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier - Toulouse 3, 2011.

C. Sue et P. Tricart : Neogene ongoing normal faulting in the inner western alps : a major evolution of the late alpine tectonics. *Tectonics*, 22(5):150–175, 2003.

L. Tataie : *Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques*. Spécialité : Genie civil, Institut national des sciences appliquées, École doctorale Mécanique, Energétique, Genie Civil, Acoustique, Lyon, décembre 2011.

L. Tataie, M. Brun et J.-M. Reynouard : Modal pushover procedures for seismic evaluation of reinforced concrete structures : using new nonlinear single degree of freedom systems. *European Journal of environement and Civil Engineering*, 16(2), 2012.

P. M. Thibaut : Inventaire des roches ornementales et de construction françaises et des sociétés exploitantes. Rap. tech. 38877, BRGM - Service Minier National - Département Procédés et Analyse, 1996.

M. I. Todorovska et M. D. Trifunac : Earthquake damage detection in the imperial county services building i : The data and time–frequency analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(6):564–576, 2007.

M. I. Todorovska et M. D. Trifunac : Earthquake damage detection in the imperial county services building iii : analysis of wave travel times via impulse response functions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(5):387–404, 2008.

M. Tomazevic et V. Apih : The strengthening of stone-masonry walls by injecting the masonry-friendly grouts. *European Earthquake Engineering*, 6(1):10–20, 1993.

M. Tomaževič : *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. 1999.

E. E. Toumbakari : *Lime-pozzolan-cement grouts and their structural effects on composite masonry walls*. Thèse de doctorat, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, 2002.

E. E. Toumbakari et D. van Gemert : Lime pozzolan cement injection grouts for the repair and strengthening of three leaf masonry structures. *In 4 th International conference on the conservation of monuments in the Mediterranean Basin*, p. 385–394, Rodhes, Greece, 1997.

I. C. Trelea : The particle swarm optimization algorithm : convergence analysis and parameter selection. *Information Processing Letters*, 85.6:p. 317–325, 2003.

M.-R. Valluzzi, F. D. Porto et C. Modena : Structural investigation and strengthening of the civic tower in vicenza. *In Structural Faults and Repairs*, 2003.

R. van der Pluijm : Overview of deformation controlled combined tensile and shear tests. Rap. tech. TUE/BCO/98.20, Eindhoven University of Technology, 1998.

G. Vasconcelos et P. B. Lourenco : Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials*, 23(11):3337 – 3345, 2009.

M. Vassaux, C. Oliver-Leblond, B. Richard et F. Ragueneau : Beam-particle approach to model cracking and energy dissipation in concrete : Identification strategy and validation. *Cement and Concrete Compositions*, 2015a.

M. Vassaux, B. Richard, F. Ragueneau, A. Millard et A. Delaplace : Lattice models applied to cyclic behavior description of quasi-brittle materials : advantages of implicit integration. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39 (7):775–798, 2015b. ISSN 1096-9853.

A. Vedaldi : An open implementation of the sift detector and descriptor. Rap. tech. 070012, University of California Los Angeles, 2007.

J. Verdeyen : L'application à la pratique des coefficients de raideur de sol. *Bulletin technique de Suisse Romande*, 1965.

H. Viallet : *Les alpages et la vie d'une communauté montagnarde : Beaufort du Moyen Âge au XVIIIe siècle*. Académie salésienne/Centre alpin et rhodanien d'ethnologie, Annecy/Grenoble, 1993.

E. Vintzileou et A. Miltiadou-Fezans : Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts. *Engineering Structures*, 30(8):2265–2276, 2008. Seismic reliability, analysis, and protection of historic buildings and heritage sites.

E. Vintzileou et T. P. Tassios : Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, 121(5):848–856, 1995a.

E. Vintzileou et T. P. Tassios : Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, 121(5):848–856, 1995b.

P. Walker : Les victimes de catastrophes naturelles et le droit à l'assistance humanitaire : point de vue d'un praticien. *Revue internationale de la Croix-Rouge*, 832:657, 1998.

Y. Wen, B. Ellingwood et J. Bracci : Vulnerability function framework for consequence-based engineering. ds-4 report. Rap. tech., MAE Center Project : University of Illinois at Urbana-Champaign, 2004. 101 p.

K. Wesche et A. Ilantzis : General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures*, 13 13 (78):433–445, 1980.

S.-Y. Yun, R. O. Hamburger, C. A. Cornell et D. A. Foutch : Seismic performance evaluation for steel moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 4(128):534–545, 2002.

I. Zentner, A. Nadjarian, N. Humbert et E. Viallet : Numerical calculation of fragility curves for probabilistic seismic risk assessment. *In 14 World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.