Combinaisons des approches statistiques et mécaniques pour l'évaluation du risque lié aux effondrements d'ouvrages souterrains : Application aux ruisseaux couverts du bassin minier cévenol

Thibault Jeannin

▶ **To cite this version:**

Thibault Jeannin. Combinaisons des approches statistiques et mécaniques pour l'évaluation du risque lié aux effondrements d'ouvrages souterrains : Application aux ruisseaux couverts du bassin minier cévenol. Autre. IMT - MINES ALES - IMT - Mines Alès Ecole Mines - Télécom, 2019. Français. NNT : 2019EMAL0012 . tel-02894092

HAL Id: tel-02894092
https://theses.hal.science/tel-02894092

Submitted on 8 Jul 2020

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.

THÈSE POUR OBTENIR LE GRADE DE DOCTEUR
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DES MINES D'ALÈS (IMT MINES ALÈS)

En Géosciences

École doctorale GAIA – Biodiversité, Agriculture, Alimentation, Environnement, Terre, Eau

Unité de recherche : Laboratoire de Génie de l'Environnement Industriel (IMT Mines Alès)

Combinaisons des approches statistiques et mécaniques pour l'évaluation du risque lié aux effondrements d'ouvrages souterrains :

Application aux ruisseaux couverts du bassin minier cévenol

Présentée par Thibault JEANNIN
Le 13 décembre 2019

Sous la direction de Marc VINCHES, directeur de thèse
et encadré par Thomas HAUQUIN, encadrant de la thèse

Devant le jury composé de

Mme. Muriel GASC, Directrice de Recherche, CEREMA	Rapporteur
M. Thierry VERDEL, Professeur, IMT Mines Nancy	Rapporteur
M. Alain DENIS, Professeur, Université de Bordeaux	Examinateur
M. Michel LOPEZ, Professeur, Université de Montpellier	Examinateur
M. Jean-Alain FLEURISSON, Maitre de Recherche, Mines ParisTech	Examinateur
M. Thomas HAUQUIN, Docteur, EPRCF	Examinateur
M. Marc VINCHES, Professeur, IMT Mines Alès	Directeur

UNIVERSITÉ DE MONTPELLIER

IMT Mines Alès
École Mines-Télécom

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier mon encadrant : Thomas Hauquin. Je ne pouvais espérer une meilleure arrivée au cours de cette thèse. Ta rigueur, ta simplicité et ta curiosité scientifique m'ont beaucoup inspiré et ont grandement contribué au bon déroulement de ce travail de recherche. J'ai beaucoup appris à ton contact, autant sur le plan scientifique que sur le plan humain et je t'en remercie grandement.

Je tiens également à remercier mon directeur de thèse : Marc Vinches. Cette thèse n'a pas été le long fleuve tranquille qui nous avait été annoncé et je te remercie pour ton soutien, tes prises de position et ton aide au cours de ce travail de recherche ainsi que pour tes corrections sur ce manuscrit.

Toute ma gratitude aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont accordé à ce travail et, sans lesquels, celui-ci ne pourrait se concrétiser :

- Muriel Gasc et Thierry Verdel pour avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse,
- Jean-Alain Fleurisson, Alain Denis, Marc Vinches et Thomas Hauquin pour avoir accepté d'examiner cette thèse,
- Michel Lopez pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider ce jury.

Je remercie également la personne avec qui j'ai eu le plaisir de partager mon bureau pendant ces trois années : Emilie Marchand. Nous avons avancé ensemble sur le chemin de la recherche et il ne fait aucun doute que j'ai beaucoup appris à ton contact. Ta passion pour la géologie et ta dévotion pour la recherche sont pour moi de véritables modèles.

Je remercie également mon colocataire de toujours : Clément Chanut avec qui j'ai partagé mes problématiques de recherches autant que mes soirées pendant ces trois années. Tu as grandement contribué à maintenir mon moral au beau fixe au cours de cette thèse.

Ce projet n'aurait pu voir le jour sans les travaux antérieurs de Bernard Vayssade et Pierre-Alain Ayral Je les remercie grandement pour leurs travaux et pour les précieux conseils qu'ils m'ont prodigués au cours de cette thèse.

Je remercie également Jacky Montmain et Abdelhak Imoussaten pour leur aide en analyse multicritère.

Je remercie aussi Christian Buisson pour ses explications et ses conseils quant à l'utilisation de l'ensemble des machines permettant de découper, carotter, rectifier, appareiller et tester en compression comme en flexion des moellons et des joints de maçonnerie.

Je remercie également Henri Chalvidan, Maire de Robiac Rochessadoule, pour son implication dans la problématique des ruisseaux couverts.

Je remercie aussi Cathy Balieu pour ses conseils et son aide quant aux parties administratives.

Je tiens également à remercier toutes ces personnes qui ont contribué à ma bonne humeur pendant ces trois années : Roland, Billy, Alexandre, Cécile, Quentin, Yannick, Pascale, Perrine.

Je tiens à remercier toute ma famille pour avoir contribué à faire de moi ce que je suis aujourd'hui. Je les remercie également pour leur présence et leur soutien.

J'adresse également mes plus profonds remerciements à ma mère qui a accepté de corriger l'ensemble de ma thèse dans un délai extrêmement court et pour son indéfectible soutien.

Enfin, je tiens à remercier Aurélia pour sa patience et son soutien sans faille au cours de cette thèse. Merci également pour tes corrections et tout simplement merci d'être toujours là.

Table des matières

0. Introduction générale 9
0.1. Contexte général 9
0.2. Contexte du cas d'étude 12
0.3. Structuration du manuscrit 17
I. Analyse de risques anté-modèles 19
I.1. Introduction 19
I.2. Bibliographie 20
I.2.1. Définition et détermination du risque 20
I.2.2. Apport de l'analyse multicritère dans la détermination du risque et comparaison des méthodes d'analyses multicritère 24
I.2.3. Principe de l'analyse multicritère hiérarchique (AHP) 26
I.3. Matériels et méthodes : mise en place de l'analyse multicritère 28
I.3.1. Hypothèses et approche proposées pour la détermination du risque effondrement dans les ruisseaux couverts 28
I.3.2. Détermination des critères de l'analyse multicritère 29
I.3.3. Détermination du public cible pour la pondération des critères 32
I.3.4. Détermination de la pondération des sous-critères 33
I.4. Matériel et méthodes : Détermination des données d'entrée de l'analyse multicritère 33
I.4.1. Sélection et géolocalisation des ouvrages étudiés 33
I.4.2. Description des relevés effectués 36
I.4.3. Mise en forme de la base de données 44
I.4.4. Estimation des enjeux relatifs aux effondrements des ruisseaux couverts 47
I.4.5. Détermination des enjeux relatifs aux surfaces d'effondrement estimées 48
I.5. Résultats de l'analyse de risques 49
I.5.1. Détermination des pondérations des critères de l'analyse du risque effondrement 49
I.5.2. Bilan des désordres observés 52
I.5.3. Bilan des enjeux en présence 53
I.5.4. Résultat des notes d'enjeux 55
I.5.5. Résultat des notes d'aléa 57
I.5.6. Résultat des notes de risque 57
I.5.7. Evaluation de la capacité de l'analyse à estimer la probabilité d'occurrence des effondrements 58
I.5.8. Evaluation de l'incertitude sur l'estimation de la note de risque 59
I.6. Conclusion 61
II. Analyses statistiques et détermination de la probabilité d'occurrence des effondrements 63
II.1. Introduction du chapitre 63
II.2. Distribution des variables relevées et longueur des tronçons 63

II.2.1. Distribution des variables relevées 63
II.2.2. Longueurs des tronçons 66
II.3. Prérequis à l'analyse statistique 67
II.4. Matériels et méthodes : méthode statistique multivariée descriptive et univariée inférentielle 69
II.4.1. Principe de l'analyse en composantes principales 69
II.4.2. Analyse des corrélations partielles de rang 69
II.5. Analyses préliminaires 71
II.5.1. Regroupement des types d'effondrement similaires 71
II.5.2. Détermination de la longueur de tronçon optimale 74
II.5.3. Détermination de la p-value optimale 75
II.6. Résultats de l'analyse des corrélations partielles 75
II.6.1. Discussion de l'analyse des corrélations partielles significatives 78
II.6.2. Conclusion 79
II.7. Matériels et méthodes : Méthodes statistiques multivariées inférentielles 79
II.7.1. Prérequis des méthodes utilisées : matrice de confusion et validation croisée 80
II.7.2. La régression logistique binaire 81
II.7.3. Arbre de classification 83
II.8. Résultats des méthodes explicatives 85
II.8.1. Résultats de la régression logistique 85
II.8.2. Résultats de la méthode des arbres de classification 91
II.9. Conclusion 94
III. Détermination du facteur de sécurité et modélisation numérique 97
III.1. Introduction 97
III.2. Bibliographie 97
III.2.1. Détermination de la contrainte verticale moyenne 98
III.2.2. Détermination de la résistance des piédroits 100
III.3. Estimation d'un coefficient de sécurité basé sur la littérature 101
III.4. Bibliographie modélisation 102
III.4.1. Présentation de la modélisation numérique 102
III.4.2. Modèle de comportement 104
III.4.3. Modèle élastique 104
III.4.4. Modèle élastoplastique parfait et critère de Mohr-Coulomb 105
III.4.5. Mode de rupture de la maçonnerie 107
III.4.6. Méthodes des plans d'expérience 110
III.5. Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des maçonneries 110
III.5.1. Introduction 110

III.5.2. Echantillonnage 111
III.5.3. Protocoles de test 112
III.5.4. Essai de compression uniaxiale 116
III.5.5. Essai de flexion 117
III.5.6. Résultats 119
III.6. Détermination des propriétés mécaniques du remblai 123
III.7. Matériel et méthodes 124
III.7.1. Stratégie de modélisation 124
III.7.2. Génération du modèle 126
III.7.3. Estimation de l'épaisseur des piédroits 128
III.7.4. Hypothèses géométriques 130
III.7.5. Conditions aux limites 131
III.7.6. Estimation de la rupture 131
III.7.7. Analyses préliminaires 132
III.7.8. Détermination d'un méta- modèle permettant d'estimer la résistance des piédroits 141
III.8. Estimation de la contrainte verticale moyenne 147
III.9. Estimation du coefficient de sécurité des piédroits 149
III.10. Estimation de la pertinence d'un critère basé sur le coefficient de sécurité des piédroits 150
III.10.1. Evaluation de la pertinence du nombre de tirages effectués 152
III.10.2. Evaluation du coefficient de sécurité optimal et F1-score associé 153
III.10.3. Evaluation de l'effet de l'eau sur le coefficient de sécurité 154
III.11. Conclusion : 154
IV. Synthèse des résultats et analyse de risques post-modèles 157
IV.1. Synthèse des approches proposées 157
IV.2. Distribution de la probabilité d'occurrence des effondrements et de la note finale de risque effondrement 160
IV.3. Présentation du classement des tronçons en fonction du risque effondrement 161
IV.4. Synthèse des relevés et cartographie des risques 165
V. Conclusion générale 171

0. Introduction générale

0.1. Contexte général

On désigne généralement par ouvrages souterrains des espaces fermés d'origine anthropique situés sous la surface du sol. Cette désignation comprend une très large gamme d'ouvrages qui peuvent avoir été construits en souterrain, ou à l'air libre puis recouverts de remblais. La Figure 0.1 permet d'illustrer la diversité d'objets physiques que recouvre cette dénomination.

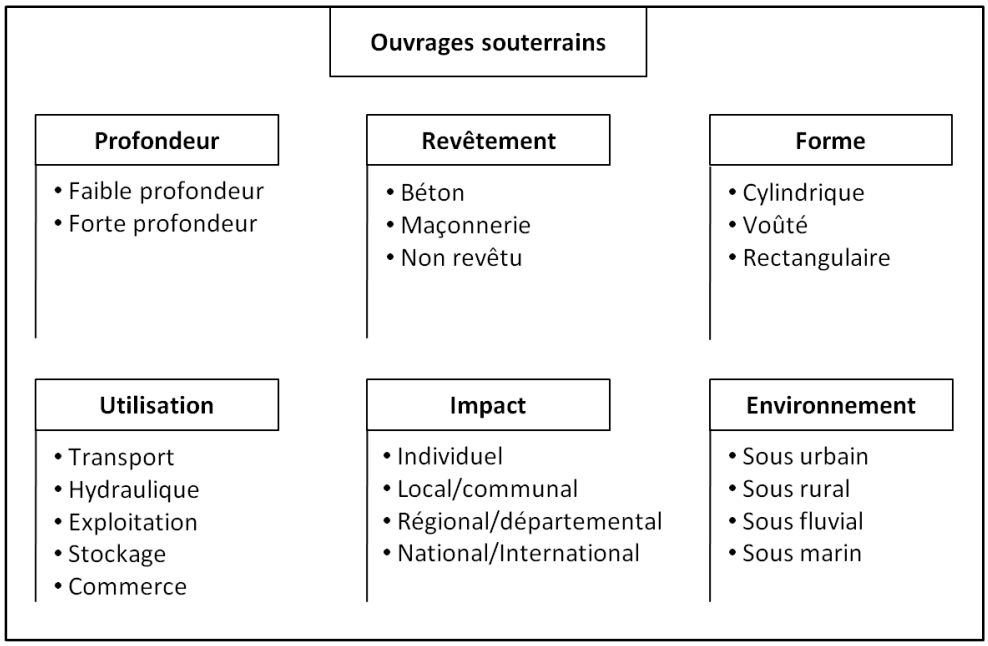


Figure 0. 1 : Liste non exhaustive des caractéristiques d'ouvrages souterrains

La genèse de ce type d'ouvrages est très ancienne, le premier tunnel connu aurait été construit il y a 40 siècles. Il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter et mesurait déjà près d'un kilomètre (Gesta, 1994). De nombreux autres ouvrages souterrains ont depuis été construits et sont utilisés dans de nombreux domaines (Figure 0.1). Le seul réseau métropolitain parisien mesure 220 km de longueur et devrait presque doubler d'ici à 2030 avec le projet du Grand Paris express.

Ces ouvrages ne sont cependant pas exempts de risque et la probabilité d'effondrement demeure difficile à estimer, que ce soit pendant leur construction, leur exploitation comme après leur abandon. Les incertitudes pouvant engendrer des erreurs de dimensionnement et d'éventuels effondrements sont nombreuses : réponse du terrain au creusement, présence d'eau, méconnaissance géologique, efficacité du soutènement, dégradation des propriétés mécaniques... Voici quelques exemples d'effondrement touchant différents types d'ouvrages, au cours de différentes phases de vie et ayant eu des conséquences diverses :

- Effondrement du tunnel maritime du Rove (Bouches-du-Rhône) en 1963 (effondrement sur 200 m de longueur et affaissement en surface de 15 m).
- Effondrement du tunnel ferroviaire de Verzy (Aisne) en 1972, (108 morts) (Figure 0.2).

- Effondrement du tunnel abandonné de Soucht (Moselle) en 1987 (fontis de 30 m de large et 10 m de profondeur, 1 mort).
- Effondrement d'une station de métro en construction à Sao Paulo au Brésil en 2007 (Cratère de 80 m de diamètre et 30 m de profondeur, 7 morts) (Figure 0.3).
- Effondrement minier de Copiapo au Chili en 2010 (33 mineurs bloqués à 688 m de profondeur pendant 69 jours).

Figure 0. 2 : Effondrement tunnel ferroviaire de Vierzy (Aisne) en 1972 (I**NVENTAIRE des TUNNELS FERROVIAIRES de FRANCE, n.d**)

Figure 0. 3 : Effondrement d'une station de métro en construction à Sao Paulo au Brésil en 2007, d'après (Barton, 2008)

L'instabilité des ouvrages souterrains et plus particulièrement des constructions maçonnées réalisées au 19ème et 20ème siècle est un problème récurrent. Différentes méthodes ont été proposées au moment de leur construction pour assurer la stabilité de ces structures à court terme, Delbecq (1982) recense différentes de ces méthodes (Croizette-Desnoyers, 1885; E. Méry, 1840; Perronet, 1777; Séjourné, 1916). A long terme, ces structures maçonnées se sont progressivement détériorées. De nos jours, leur conservation, leur maintenance et l'analyse de la stabilité de ces ouvrages sont des sujets d'intérêts pour de nombreux chercheurs. De récents articles ont été publiés pour améliorer la connaissance, la caractérisation du comportement et le diagnostic de la maçonnerie (Giordano et al., 2002; Portioli et Cascini, 2016; Sarhosis et Lemos, 2018), de voutes maçonnées (Drougkas et al., 2015; Forgács et al., 2018; Galassi et al., 2018; Milani et Lourenço, 2012), de tours maçonnées (Bartoli et al., 2019; Peña et al., 2010; Pineda, 2016), de ponts maçonnés (O. Bergamo et al., 2016; Casas, 2011; Reccia et al., 2014; Zampieri et al., 2017) et des tunnels maçonnés (Asakura et Kojima, 2003; Chen et al., 2016; Huang et al., 2018; Idris et al., 2009, 2008; Kamel et al., 2015; Llanca et al., 2017; Yuan et al., 2013).

Les tunnels maçonnés représentent un héritage architectural important à travers l'Europe (Idris et al., 2008) et en Asie (Asakura et Kojima, 2003; Huang et al., 2018; Idris et al., 2008) notamment. Le nombre de constructions de ces tunnels a atteint un pic à la fin du 19ème siècle (Idris et al., 2008). Idris et al. (2008) a réalisé une rétro analyse factorielle basée sur les caractéristiques d'anciens tunnels, la nature des roches encaissantes et les méthodes de constructions de ces ouvrages. Il conclut que les tunnels maçonnés sont plus enclins à développer des désordres que les autres types

de tunnels. Cependant, l'analyse de la stabilité et de la sécurité de ces ouvrages demeurent difficile à estimer en raison du faible nombre de publications disponibles sur ce sujet.

Idris et al. (2009) ont réalisé des simulations numériques afin de caractériser l'effet de la dégradation de la cohésion des joints sur le développement de la plasticité. Kamel et al. (2015) ont caractérisé la dégradation de l'extrados de la maçonnerie et Chen et al. (2016) ont étudié l'influence des conditions aux limites et de chargement sur la résistance en compression des maçonneries. Ces études permettent d'aboutir à de précieuses conclusions qualitatives mais il demeure difficile d'en tirer des conclusions pratiques pour l'analyse de la stabilité de ces ouvrages. Par ailleurs, la détermination de la cohésion des joints comme de la dégradation de l'extrados demeurent difficiles dans les environnements dangereux que peuvent être les ouvrages souterrains abandonnés.
Certains auteurs proposent des méthodologies in-situ et non destructives de la caractérisation des tunnels (Haack et al., 1995) ou proposent une méthodologie d'évaluation des dommages dans les tunnels en utilisant un dispositif de mesures de réponses impulsionnelles (Davis et al., 2005). Ce dispositif est parfois associé à un géorardar (Llanca et al., 2017). D'autres méthodes utilisent un véhicule équipé de capteurs optiques (Asakura et Kojima, 2003). Cependant, dans tous les cas, ces méthodologies sont difficiles à implémenter dans des ouvrages souterrains où il est difficile de circuler et où il n'est pas possible, pour des raisons de sécurité, de réaliser des mesures coûteuses en temps. D'autres chercheurs ont perfectionné la conduite des relevés en développant des méthodes d'inspection automatique. Ces méthodes permettent aujourd'hui de détecter automatiquement des fissures et des infiltrations à la surface du béton (Attard et al., 2018; Huang et al., 2018). Cependant ces méthodes ont seulement été développées pour les surfaces en béton et non pour les surfaces maçonnées.

Différentes méthodes présentées ci-dessus permettent de mieux comprendre l'influence des propriétés mécaniques, de leurs dégradations et des conditions aux limites sur le comportement mécanique de la maçonnerie. D'autres méthodes permettent d'améliorer le suivi des dégradations. Cependant la détermination de la probabilité d'effondrement de ces ouvrages souterrains maçonnés demeure difficile.

Dans ce manuscrit, nous évaluerons l'apport de la combinaison des approches statistiques et mécaniques à une approche dont les éléments sont issus de la littérature pour la détermination du risque effondrement d'ouvrages souterrains.

L'apport de ces approches sera illustré par l'intermédiaire d'une étude de cas, réalisée sur les ruisseaux couverts du bassin houiller cévenol. Nous tenterons, à partir de l'approche proposée, de développer une méthodologie pertinente de l'estimation du risque d'effondrement de ces ouvrages.

0.2. Contexte du cas d'étude

L'exploitation industrialisée du charbon dans les Cévennes débute avec l'octroi par Louis XV de la concession exclusive des mines du bassin cévenol à Pierre-François TUBEUF en 1773 (Archives nationales, 1958). Cette autorisation inclut les mines de la région d'Alès, Saint-Ambroix, Pont-Saint-Esprit, Uzès, Anduze et Villefort.

Un an plus tard, en 1774, le Conseil Général Français des Mines publie un arrêt qui supprime la liberté laissée aux propriétaires du sol d'exploiter le charbon sans autorisation. Cet arrêt met fin aux exploitations artisanales qui prospéraient dans la région et marque l'avènement des grandes concessions minières.

L'épuisement des affleurements de charbon laisse peu à peu la place à des exploitations souterraines plus profondes. Des puits de plusieurs centaines de mètres sont foncés (creusés). Le Puits Ricard (801 m) finalisé en 1935, puis le puits Destival (822m), finalisé en 1942, constituent les deux puits les plus profonds du bassin houiller cévenol.

Le fonçage des puits et l'exploitation de gisements stratifiés et composés de couches d'épaisseurs très variables génèrent de grande quantité de stérile (résidus miniers). Ces stériles sont stockés en surface, principalement sous forme de terril (colline artificielle). Dans le cas des mines de la région d'Alès, les terrils de Rochebelle et de Ricateau ont été construits. Ce dernier, le plus haut, culmine à près de 70 m de hauteur. Dans d'autres cas, les stériles sont utilisés pour remblayer le fond des vallées encaissées après que le lit des ruisseaux ait été canalisé par des tunnels maçonnés. Ces tunnels seront nommés, plus tard, des ruisseaux couverts.

La production de charbon va, par la suite, s'intensifier et atteindra son plus haut niveau en 1958 avec une production annuelle de 3.3 millions de tonnes. Bien que la ressource en charbon demeure importante, les réserves vont progressivement s'épuiser. Les coûts de production devenant trop importants, la production va alors lentement décliner.

La fermeture du dernier puits en exploitation (Puits n°2 des Oules en 1986) marquera la fin de l'exploitation souterraine du charbon dans les Cévennes. L'exploitation perdurera cependant à ciel ouvert jusqu'en 2001, date à laquelle l'exploitation du charbon dans les Cévennes prendra fin. Certains puits sont détruits, d'autres transformés en musées. Les entrées de mines sont fermées. Les territoires occupés par les sociétés minières qui ont, entre-temps, été nationalisées, sont rétrocédées aux collectivités, à l'ONF et à des particuliers. La page de l'exploitation du charbon dans les Cévennes se tourne.

Cependant en 2004, un feu de forêt embrase le charbon contenu dans les terrils de Rochebelle et de Ricateau. Les terrils s'embrasent et celui de Rochebelle devra, par la suite, être décaissé. Cet évènement vient rappeler les conséquences potentielles de l'exploitation passée du charbon.

A la suite de cet événement, l'ingénieur général du GREF, Jacques Grelu, publie un rapport qui alerte sur l'état de tunnels maçonnés hydrauliques présents sous les terrils. Il nommera ces ouvrages: les ruisseaux couverts. Les ruisseaux couverts (Figure 0.4) sont des tunnels, le plus souvent voûtés, recouverts de stériles miniers. Ils peuvent atteindre 10 m de largeur, 9m de hauteur, et être recouverts de 40 m de stériles.

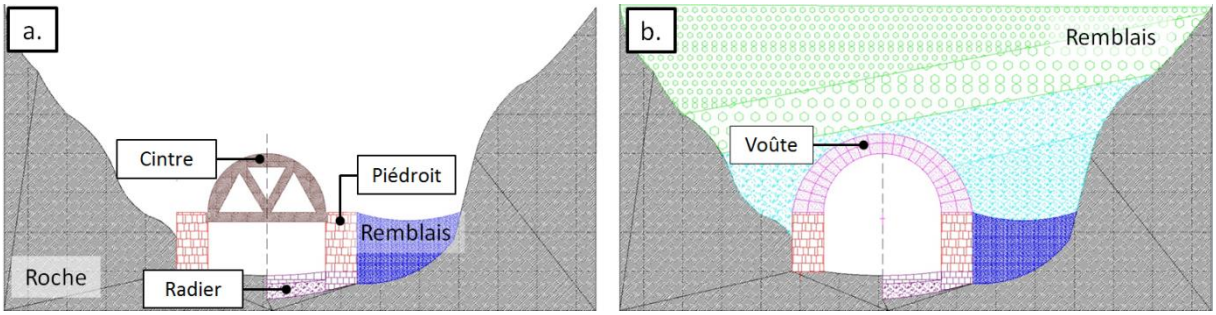


Figure 0. 4 : Schéma de la construction d'un ruisseau couvert

A la suite de ce rapport, en 2007, GEODERIS, l'organisme expert public français pour les risques liés à l'après-mine a répertorié l'ensemble des ruisseaux couverts construits pendant l'exploitation minière cévenole. Les ouvrages répertoriés ont été visités et des fiches publiées (Geoderis, 2007). Il s'avérera que ces ouvrages, dont la construction des plus anciens (datés à partir de métrés de construction) remonte à 1858, ont été laissés à l'abandon depuis la fin de l'exploitation souterraine du charbon dans les Cévennes. Ces ouvrages se sont lentement dégradés et l'état de la moitié d'entre eux est préoccupant. Ces constatations permettront d'estimer qu'il existe un aléa effondrement potentiellement associé à chacun de ces ouvrages. Par ailleurs, si ces ouvrages permettaient initialement d'accueillir des infrastructures minières dans le fond des vallées, ces infrastructures ont, depuis, été remplacées par des habitations, des routes ou d'autres établissements pouvant recevoir du public (Figure 0.5). Il peut donc exister des enjeux liés à l'aléa que représente l'état de ces ouvrages. La combinaison de ces aléas et de ces enjeux, conduit à la définition d'un risque effondrement, lié à ces ouvrages.

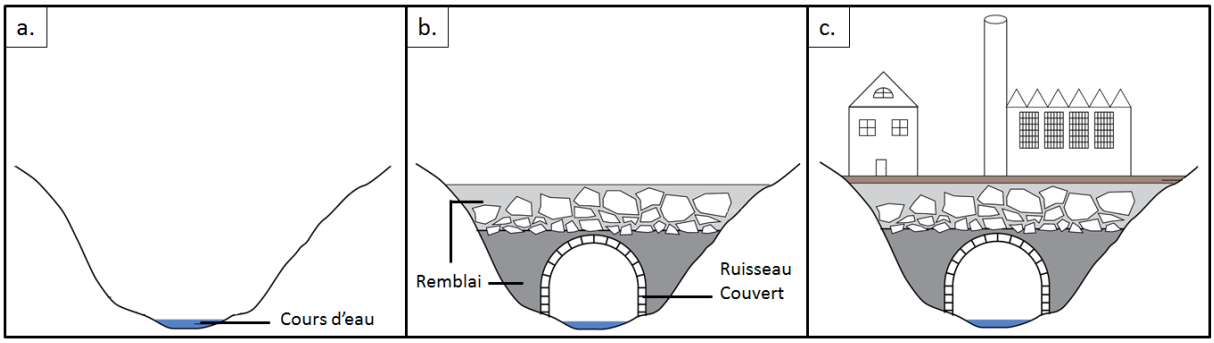


Figure 0. 5 : Schéma des différentes étapes menant à la construction d'infrastructures au-dessus des ruisseaux couverts

En 2012, une partie du ruisseau couvert de Rochessadoule Amont situé à Robiac Rochessadoule s'effondre (Figure 0.6) lors d'une nuit orageuse. Cet effondrement cause un fontis de 30 m de diamètre en surface et 8 m de profondeur. Une route, un terrain de tennis et un terrain de jeux pour enfants s'effondrent, les débris sont emportés par les flots. Aucune victime n'est à déplorer mais les conséquences sont importantes pour la commune et ses habitants. L'unique route accédant à une partie de la commune s'étant effondrée, certains habitants se retrouvent coupés du monde. Une route accédant à ces habitations est construite en urgence. En plus de la destruction de cette route, du terrain de tennis et du terrain de jeux pour enfants, le terrain de football et le camping de la commune doivent être fermés puisqu'ils ont également été construits au-dessus de l'ouvrage dont une partie s'est effondrée. Les réparations dureront plus de 2 ans et couteront plus de 600 k€. Si aucune victime n'est à déplorer, le bilan aurait pu être bien pire du fait de la présence de nombreuses installations au-dessus de cet ouvrage (camping, routes, terrain de football, terrain de jeux pour enfants, terrain de tennis). Cet effondrement confirme l'existence d'un risque effondrement associé à ces ouvrages bien que la notion d'aléa reste mal connue et que l'on ignore encore quels sont les enjeux qui pourraient être impactés lors de potentiels effondrements.

Figure 0. 6 : Photographie de l'effondrement du ruisseau couvert Rochessadoule Amont à Robiac-Rochessadoule en 2012 (F.Vermeersch et al., 2012)

A la suite de cet effondrement, en 2015, l'école des mines d'Alès et Bernard Vayssade ont développé une méthodologie de hiérarchisation des travaux de confortement des ruisseaux couverts au regard des enjeux potentiellement impactés (Vayssade et al., 2015). Les auteurs de cette méthodologie ne sont cependant pas rentrés à l'intérieur des ruisseaux couverts et l'état des ouvrages n'a pas été pris en compte dans l'étude. Cette étude a permis de recenser 72 ruisseaux couverts répartis sur 15 communes du Gard. La longueur cumulée de l'ensemble de ces ouvrages a été estimée à près de 20 km. Du fait de la méconnaissance du tracé des ouvrages et de leurs profondeurs, les auteurs de ce rapport ont fait le choix de considérer comme potentiellement impactés tous les enjeux se trouvant dans une zone d'un rayon de 50 m et de 100 m autour des ouvrages. Pour les 25 ouvrages les plus touchés et pour la zone relative au rayon de 50 m, 528 bâtiments ont été considérés comme potentiellement impactés. Ces résultats sont tout de même à relativiser puisque le rayon des zones d'effondrement potentiel ne tient compte ni de la profondeur, ni des dimensions des ouvrages. Bien que les estimations de cette étude restent très imprécises du fait de l'incertitude sur la localisation des ouvrages et sur les zones d'effondrement potentiellement impactées, ce premier travail d'inventaire permet d'estimer que de nombreux enjeux pourraient potentiellement être associés à des ouvrages en mauvais état. De ce fait, il pourrait exister un risque non négligeable pour de nombreux ruisseaux couverts. Ce qui signifie que le cas de l'effondrement de Robiac Rochessadoule, en 2012, pourrait se répéter.

Suite au rapport de Vayssade et al. (2015), le projet EREDOS (Evaluation, Réparation ciblée, Entretien Des Ouvrages Souterrains en zone dangereuse) est financé par un fond unique interministériel. Ce projet réunit un consortium d'entreprises (ANTEA groupe, NOUVETRA, BRL ingénierie, RICHER géomètre, ARMINES) et a pour objectif de développer une méthodologie d'automatisation des relevés dans les ouvrages souterrains, une méthodologie d'évaluation des risques associés et de

proposer des solutions d'entretien et de réparation de ces ouvrages. Cette thèse s'inscrit dans ce projet et a pour objectif de proposer une méthodologie d'estimation du risque effondrement et d'évaluer l'apport de la combinaison des approches statistiques et mécaniques à l'analyse du risque effondrement de ces ouvrages.

Dans un premier temps, nous avons tenté de réunir un maximum de documents relatifs aux ruisseaux couverts afin d'évaluer notamment : l'âge des ouvrages, leurs tracés, les méthodes de construction utilisées, la présence d'éventuelles réparations… Pour ce faire, nous avons contacté les maires, archives, associations, personnes, services français ou internationaux suivants :

- 15 mairies (Robiac-Rochessadoule, La Grand-Combe, Molières-sur-Cèze, Bessèges, Chamborigaud, La Vernarède, Laval-Pradel, Le Chambon, Le Martinet, Saint Martin de Valgalgues…)
- SIVU (syndicat des ruisseaux couverts pour l'activité minière en Cévennes)
- AGAR (Association Géologique d'Alès et de sa Région)
- Archives d'IMT Mines Alès
- Archives du département du Gard
- DPSM UTAM (SUD) (Département prévention et sécurité minière, Unité Territoriale Après-Mine)
- Archives de DPSM UTAM (SUD)
- GEODERIS (Expert public pour les risques après-mine)
- DREAL (Direction Régionale de l'Environnement de l'Aménagement et du Logement)
- DDTM (Direction Départementale des Territoires et de la Mer)
- Personne anciennement en charge de la fermeture des mines du Gard (anciennement au BRGM Bureau de Recherches Géologiques et Minières)
- SCSP (Société Cévenole de Spéléologie et de Préhistoire)
- DPSM UTAM (NORD)
- ISSEP (Institut Scientifique de Service Public) Direction Risques Chroniques en Belgique
- SGN (Société Géologique du Nord)
- ACOM France (Association des Communes Minières de France)

Outre les documents déjà en notre possession (différents rapports publiés récemment), ces recherches nous ont seulement permis de retrouver les documents suivants :

- Un rapport récent faisant état d'ouvrages similaires en Belgique réalisé en 2006
- Un relevé de géomètre non daté du ruisseau couvert du Sand Nom à la Grand-Combe
- 2 photographies de la construction de Ruisseaux Couverts, dont une datée de 1910 (Figure 0.7)
- Un métré de construction d'un ruisseau couvert de la commune de la Vernarède datant de 1858.

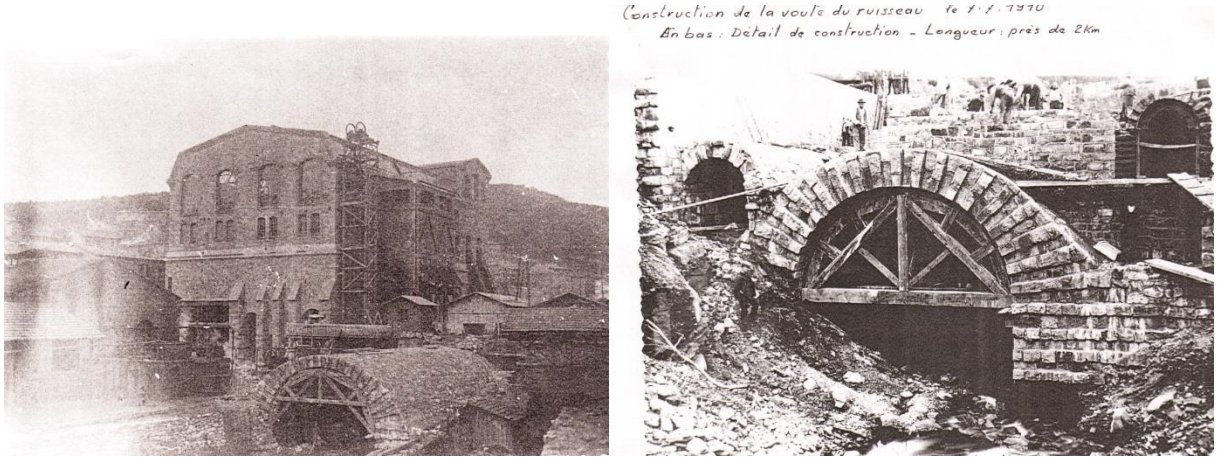


Figure 0. 7 : Photographies anciennes représentant la construction de ruisseaux couverts

Ces recherches nous ont permis de constater que le nombre de documents relatifs aux ruisseaux couverts encore disponibles était probablement très faible. Nous avons également pu constater que la littérature ne proposait pas davantage de documents relatifs à ces ouvrages ou à des ouvrages similaires. De ce fait, nous tenterons dans un premier temps de proposer une approche permettant d'estimer le risque effondrement de ces ouvrages à partir d'autres approches issues de la littérature. Nous évaluerons à partir de cette étude l'apport des statistiques et de la modélisation numérique pour la détermination du risque effondrement.

0.3. Structuration du manuscrit

Dans le premier chapitre, nous tenterons de déterminer, à partir de la littérature, l'approche et les critères les plus pertinents pour l'analyse du risque effondrement des ruisseaux couverts. L'étude se concentrera sur la détermination de la probabilité d'occurrence des effondrements et sur les enjeux. Les critères retenus pour l'analyse seront comparés par des experts publics, privés, universitaires et des élus. La méthode proposée sera appliquée sur 28 ruisseaux couverts du bassin houiller cévenol, découpés virtuellement en 180 tronçons afin d'en évaluer le risque effondrement. Pour finir, nous évaluerons rétroactivement la pertinence de cette analyse.

Dans le deuxième chapitre, nous évaluerons l'apport de l'analyse statistique à l'évaluation du risque effondrement des ruisseaux couverts. Pour se faire, nous chercherons à évaluer statistiquement et rétroactivement s'il existe un critère sur une variable ou sur plusieurs variables permettant de différencier les tronçons effondrés des tronçons non effondrés. Deux approches inférentielles seront successivement abordées, une approche mono-variée basée sur le caractère significatif de corrélations partielles de rang et une approche multivariée utilisant la régression logistique et les arbres de classification.

Le troisième chapitre tentera d'aborder la probabilité d'occurrence des effondrements, d'un point de vue mécanique, afin de mieux comprendre l'origine des effondrements soudains de ces anciens ouvrages. Dans ce chapitre, nous évaluerons, à partir de simulations numériques, le mode de chargement des piédroits pouvant aboutir aux ruptures observées. A la suite de cette pré-étude, des

simulations numériques seront menées et permettront de proposer un méta modèle d'estimation de la résistance des piédroits. Un méta modèle permettant d'estimer la contrainte verticale moyenne sur les piédroits sera également estimé à partir des travaux de Hauquin et Jeannin (2019). Ces travaux permettront de proposer un méta modèle d'estimation du coefficient de sécurité des piédroits. Enfin la pertinence du méta modèle obtenu sera évaluée rétroactivement à partir de données relevées dans les ruisseaux couverts.

Le quatrième chapitre permettra de faire la synthèse des approches et de proposer une méthode d'estimation globale du risque d'effondrement des ruisseaux couverts. La méthodologie sera appliquée sur 28 ruisseaux couverts du Gard. Des couches virtuelles d'informations seront créées et permettront de mettre à disposition les résultats obtenus dans un SIG (système d'information géographique).

I. Analyse de risques anté-modèles

I.1. Introduction

Le 28 octobre 2012, une portion (20 m de longueur) de l'un des ruisseaux couverts de Robiac-Rochessadoule, commune du département du Gard, située au cœur du bassin minier historique des Cévennes, s'est effondrée. Cet effondrement a causé un effondrement de 30 m de diamètre en surface et 8 m de profondeur. Une route, un terrain de jeux pour enfants et un terrain de tennis se sont effondrés puis ont été emportés par les flots. Cet effondrement, dont l'occurrence n'avait pas été anticipée, a rappelé la problématique de la méconnaissance du risque d'effondrement des ruisseaux couverts. Cette problématique touche 15 communes du bassin houiller cévenol sous lesquels 72 ruisseaux couverts ont été construits, pour une longueur totale cumulée de près de 20 km (Vayssade et al., 2015). En effet, aucune méthodologie ne permet aujourd'hui d'estimer le risque effondrement de ces ouvrages et de prioriser des actions préventives (réparations des ouvrages, sécurisations de zones d'effondrement potentiel en surface, mise en sécurité des personnes).

Les ruisseaux couverts sont d'anciens tunnels maçonnés à vocation hydraulique qui sont, de par leurs géométries et leur caractère souterrain, proches des tunnels miniers. Le risque effondrement a été caractérisé à de nombreuses reprises pour des ouvrages souterrains miniers tels que des tunnels miniers (Deck et al., 2009; Merad et al., 2004). Cependant les conclusions de ces études menées sur des galeries minières non revêtues, creusées dans la roche avec peu ou pas d'érosion hydraulique sont difficilement extrapolables aux effondrements des ruisseaux couverts, qui sont des tunnels revêtus, à vocation hydraulique, recouvert *a posteriori* de remblai minier. Par ailleurs, du fait de l'aspect hydraulique, les conséquences en surface des effondrements de ces ouvrages sont différentes de celles des tunnels miniers. En effet, si le phénomène d'auto comblement limite généralement les conséquences en surface des effondrements d'ouvrages souterrains profonds, il n'en est rien pour les effondrements de ruisseaux couverts pour lesquels le flux d'eau déblaie régulièrement les matériaux qui s'effondrent. Les effondrements qui se produisent dans les ruisseaux couverts sont généralement de formes coniques et peuvent atteindre 30 m de diamètre en surface et 15 m de profondeur. Ces effondrements ne semblent par ailleurs pas avoir été précédés par des affaissements préliminaires.

Dans cette partie, nous tenterons d'élaborer une méthodologie permettant d'évaluer le risque d'effondrement des ruisseaux couverts qui pourra être appliquée sur les 15 communes concernées par la problématique. Nous tenterons donc, dans un premier temps, de déterminer, à partir de la littérature, l'approche et les critères les plus pertinents pour l'analyse du risque effondrement des ruisseaux couverts. Nous appliquerons dans un second temps cette méthodologie à 28 ruisseaux couverts du bassin houiller cévenol afin d'en évaluer le niveau de risque effondrement, et d'évaluer rétroactivement la pertinence de l'étude. Ces travaux permettront ultérieurement de prioriser les actions préventives sur ces ouvrages.

I.2. Bibliographie

L'estimation du risque nécessite de définir préalablement les éléments qui le composent et la manière dont ces éléments peuvent être associés. Dans cette partie, nous tenterons à partir de la littérature de définir le risque et d'identifier ses éléments constitutifs. Nous évaluerons à partir de la littérature, les méthodes d'associations des éléments constitutifs de l'analyse de risque.

I.2.1. Définition et détermination du risque

I.2.1.1. Définition du risque

La définition du risque diffère selon les auteurs (Pigeon, 2005), cependant United Nations (2004) définit le risque comme la probabilité de conséquences préjudiciables ou de pertes (décès, blessures, activité économique perturbée ou environnement endommagé) résultant de la combinaison entre des aléas d'origine naturelle ou anthropique, et des conditions de vulnérabilité. Le risque est généralement défini de la façon suivante :

$$risque = aléa \times vulnérabilité \text{ (United Nations, 2004)} \quad (1.1)$$

- La vulnérabilité peut être définie comme une combinaison des enjeux, de leur fragilité ainsi que de la résilience de ces enjeux (Deck et al., 2009).
- L'aléa peut être défini comme une combinaison de la probabilité d'occurrence et de l'intensité du phénomène considéré (Deck et al., 2009; Wilhite, 2000).

I.2.1.2. Identification des enjeux

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2001) identifie 5 catégories d'enjeux constitués d'installations critiques qu'il conseille de considérer dans l'analyse de la vulnérabilité :

- Les installations essentielles (hôpitaux, commissariats de police, casernes de pompier, écoles).
- Les moyens de transport (aéroports, héliports, autoroutes, ponts, tunnels, voies ferrées, ports…).
- Services publics essentiels (eau potable, eau usée, gaz, électricité, moyens de communication).
- Installations à fort potentiel de perte (centrales nucléaires, barrages, installations militaires).
- Installations de matières dangereuses (inflammables, explosives, corrosives, radioactives…).

Dans le domaine des affaissements miniers, Deck et al. (2009) propose de prendre en compte les bâtiments contenus dans la surface d'affaissement potentiel, d'associer une valeur à chaque type d'infrastructures (routes, voies ferrées, ponts…) et de les pondérer en fonction de leur résistance.

Dans ce même domaine, Zihri et al. (2003) propose une évaluation globale des dommages par une approche fonctionnelle qui prend en compte différentes fonctions (logement, transport, sport, santé…), différents impacts (économique, social, politique…) et différents niveaux de dommages.

I.2.1.3. Identification de la fragilité et de la résilience

European Macroseismic Scale (EMS, 1998) définissent la vulnérabilité du point de vue de la fragilité en 6 classes (Figure 1.1). Elles sont classées de A, la plus fragile à F, la plus solide.

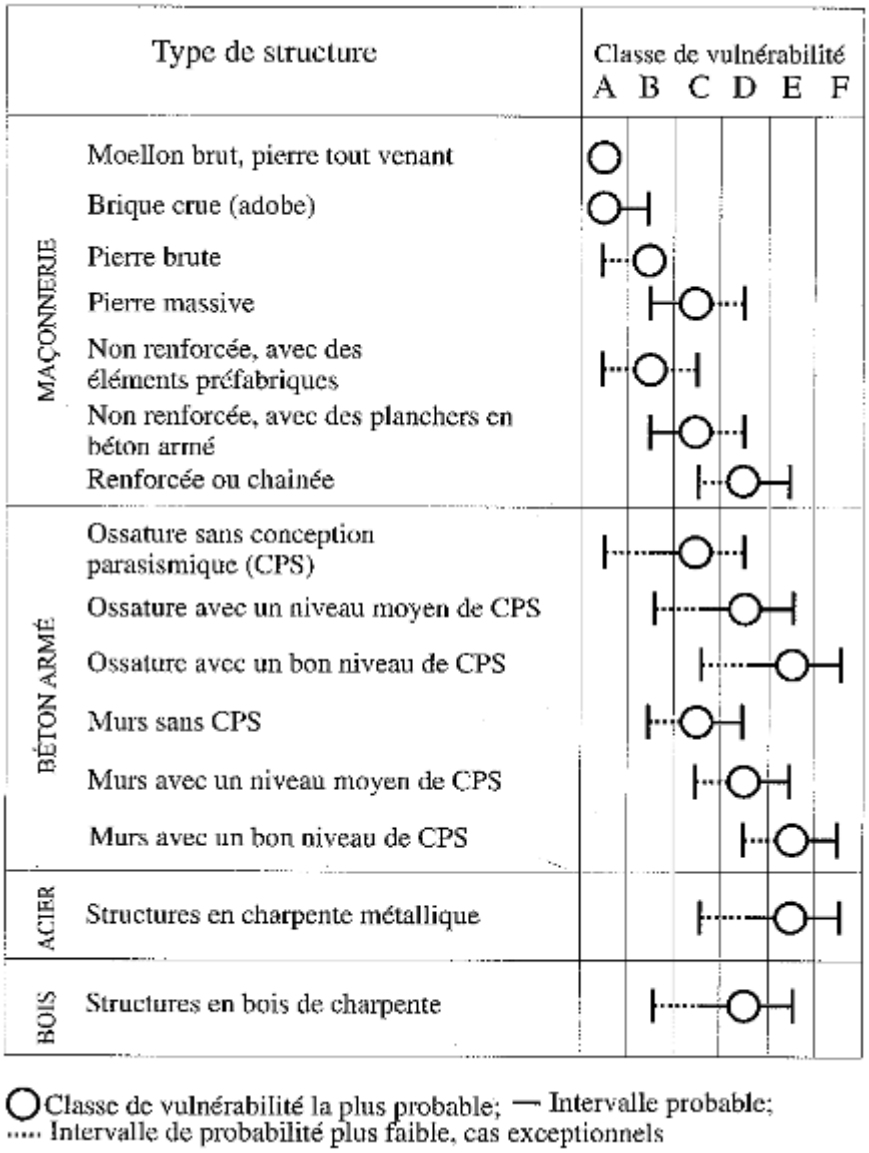


Figure 1. 1 : Classes de fragilité associées à différents types de structures selon (European Macroseismic Scale, 2001)

Dans le domaine des subsidences d'origine minière, (Deck et al., 2009) identifie 4 classes de fragilité (Figure 2.1). Elles sont classées de A, la plus fragile à D, la plus solide. Par ailleurs, il caractérise la résilience en fonction de l'échelle de l'impact (personne, village, région, état).

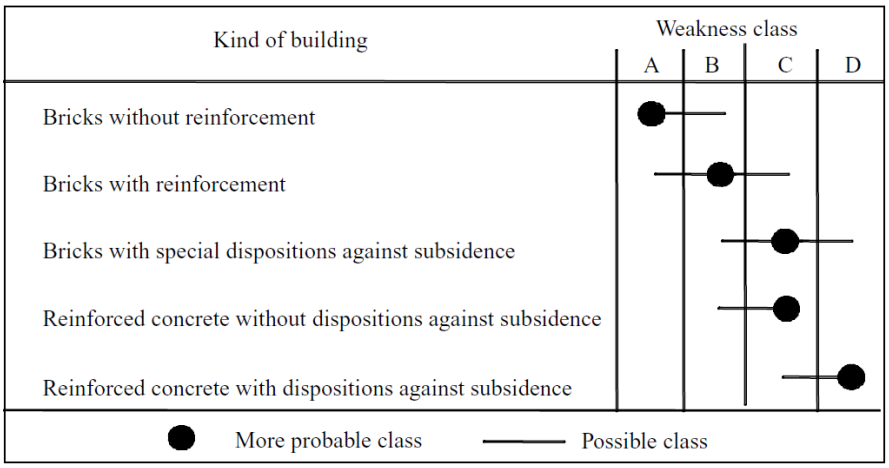


Figure 1. 2 : Classes de fragilité associées à différents types de structures selon (Deck 2009)

I.2.1.4. Identification de la probabilité d'occurrence

En ce qui concerne la détermination de la probabilité d'occurrence :

- Dans le cas de mouvement de terrain, le plan de prévention de risques naturels prévisibles (INERIS, 2018) précise que la probabilité de mouvement est souvent difficile à estimer et qu'on aura alors recours à une approche s'appuyant sur la prédisposition du site au phénomène concerné.

- Dans le cas des tunnels revêtus, la survenue de désordres est un des éléments clés dans la détermination de l'aléa (AFTES, 2005, 1995; CETU, 2004.; INERIS, 2007). L'étude des désordres fait partie des études préliminaires, qui peuvent être suivies d'études géotechniques complémentaires (CETU, 2004.) ou de modélisations numériques. INERIS (2007) précise cependant que dans des cas simples, l'avis d'experts fondé sur une seule phase de reconnaissance peut suffire à préconiser les mesures de sécurité qui s'imposent. Les études complémentaires peuvent permettre d'évaluer la contrainte (S) supportée par la structure ainsi que sa résistance (R) afin d'en déterminer le coefficient de sécurité (F=R/S) (INERIS, 2007).

I.2.1.5. Identification de l'intensité

European Macroseismic Scale (EMS, 1998) définit le degré d'intensité en 12 classes, en fonction des dégâts causés aux bâtiments. La forme abrégée de cette échelle est présentée dans la Figure 1.3.

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés (résumée)
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés: petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chutes de parties de cheminées; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu soloides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants: défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

Figure 1. 3 : Description des effets associés aux différents degrés d'intensité de l'aléa, définis par (European Macroseismic Scale, 2001)

INERIS (2018) décrit le cas d'un effondrement généralisé comme un effondrement en masse de la surface. Il précise que le degré d'intensité est systématiquement haut du fait qu'il n'y ait pas de parade permettant de s'affranchir des conséquences d'un tel phénomène. Ceci revient à considérer uniquement le degré EMS le plus important. La description complète de l'intensité maximum de l'échelle EMS98 (EMS XII) (European Macroseismic Scale, 1998) est la suivante : « Tous les bâtiments des classes de vulnérabilité A, B et pratiquement tous ceux de la classe de vulnérabilité C sont détruits. La plupart des bâtiments des classes de vulnérabilité D, E, F sont détruits. » (Les bâtiments des classes de vulnérabilité A, B, C, D, E, F sont ceux décrits dans la Figure 1.1.

I.2.2. Apport de l'analyse multicritère dans la détermination du risque et comparaison des méthodes d'analyses multicritère

Du fait du nombre de critères à considérer dans une analyse de risques, sa formalisation peut s'avérer complexe. Merad et al. (2004) dans le cas d'une analyse de risques portant sur des effondrements miniers, utilise l'analyse multicritère afin de combiner différents critères (contrainte moyenne sur les piliers, sensibilité de la roche à l'eau, vulnérabilité des bâtiments et des routes…). Les méthodes d'analyses multicritères sont des outils d'aide à la décision permettant de choisir une solution optimale à partir de critères de différentes natures. Cette approche est couramment utilisée dans l'analyse de risques dans divers domaines (Javad et al., 2019; Tamošaitienė et al., 2013).

De nombreuses méthodes d'analyses multicritères ont été développées :

- Le Processus d'Analyse Hiérarchique (AHP) (Saaty, 1987)
- La Technique pour l'Ordre de Préférence par Similarité de la Solution Idéale (TOPSIS) (Yoon et Hwang, 1981)
- Prefrence Ranking Organisation METHod for Enrichement Evaluations (PROMETHEE) (Mareschal et al., 1984)
- L'Elimination Et Choix Traduisant la REalité (ELECTRE) (Bouyssou et al., 2000)

Agrebi (2018) en se basant sur les travaux de Ayadi (2010) résume les avantages et les inconvénients de ces méthodes dans le Tableau 1.1.

Tableau 1. 1 : Comparaison des méthodes d'analyses multicritères par (Agrebi, 2018)

Méthodes	Avantages	Inconvénients
AHP	- La structure hiérarchique du problème de décision. - L'échelle sémantique utilisée pour exprimer les préférences du décideur.	- L'explosion du nombre de comparaisons par paires en cas de traitement d'un grand nombre d'éléments. - Le renversement de rang des alternatives suite à la suppression/ajout d'une ou de plusieurs alternatives. - L'association d'une échelle numérique à l'échelle sémantique est restrictive
TOPSIS	- L'introduction des notions d'idéales et d'anti-idéales. - Facile à appliquer.	- L'obligation que les attributs doivent être de nature cardinale. - Au cas où toutes les alternatives sont mauvaises, TOPSIS propose la meilleure

		alternative parmi les mauvaises. - Le caractère arbitraire du choix de la distance au point idéal et au point anti-idéal.
ELECTRE I et IS	L'introduction de la notion de noyau permet de restreindre le domaine de l'étude pour s'intéresser uniquement aux meilleures alternatives.	L'exigence de traduire les performances des alternatives en notes peut conduire à une perte de maîtrise des données
ELECTRE II	- Le classement des alternatives des meilleures aux moins bonnes	- L'exigence des évaluations cardinales et l'articulation apriori des préférences.
ELECTRE III	- Le classement d'alternatives des meilleures aux moins bonnes.	- La nécessité d'un grand nombre de paramètres techniques.
ELECTRE III	- L'admission de la notion floue dans les choix du décideur et l'introduction du seuil véto.	- Trop complexe et parfois difficile à interpréter.
ELECTRE IV	- L'association à chaque critère des seuils de préférences et la surpression de la pondération des critères.	- La nécessité d'un grand nombre de paramètres techniques.
ELECTRE TRI	- La capacité du traitement d'un grand nombre d'alternatives.	- La nécessité d'un grand nombre de paramètres techniques. L'impossibilité dans certain cas de comparer chaque alternative avec les alternatives bornant les différentes catégories.- La définition des catégories liées aux choix des alternatives de référence.
PROMETHEE I	- La construction de la relation de surclassement évaluée traduisant une intensité de préférence.	- L'indifférence est en pratique très rare vu les nombreux calculs pour obtenir les flux.
PROMETHEE II	- La construction d'un préordre total excluant l'incomparabilité et réduisant fortement l'indifférence.	- Les comparaisons deux à deux ne servent qu'à masquer le calcul du score final de chaque alternative.
PROMETHEE III	- L'introduction des seuils d'indifférence sur les flux, ce qui minimise les nombreux calculs pour l'obtention de ces	- Les seuils d'indifférences n'ayant pas d'interprétation concrète pour le décideur. Ces seuils font l'objet des calculs

	flux.	statistiques qui rendent POMETHEEIII moins accessible.
PROMETHEE IV	- L'intérêt théorique apporté et le traitement des ensembles infinis d'alternatives.	- La nécessité du calcul des intégrales au lieu des sommes.

Danesh et al. (2017) a comparé des méthodes dont AHP, ELECTRE, PROMETHEE, TOPSIS et conclut que la méthode AHP, du fait de sa simplicité et de la possibilité d'utiliser n'importe quel type de variable est la méthode la plus efficace à utiliser. Buede et Maxwell (1995) conduisent une étude basée sur des tirages de Monte Carlo et concluent à la supériorité de la méthode AHP sur la méthode TOPSIS. Tscheikner-Gratl et al. (2017) compare différentes méthodes dont AHP, ELECTRE, PROMETHEE et TOPSIS, et conclut que l'utilisation de AHP, PROMETHEE et TOPSIS donnent des résultats similaires. Du fait de la simplicité d'utilisation de la méthode AHP, il conseille de l'utiliser lorsque le nombre de critères n'est pas trop important. Par ailleurs, cette méthode est couramment utilisée afin de déterminer un niveau de risque (Aminbakhsh et al., 2013; Mustafa et Al-Bahar, 1991; Wang et al., 2008; Zayed et al., 2008).

I.2.3. Principe de l'analyse multicritère hiérarchique (AHP)

L'analyse multicritère hiérarchique (AHP) est une méthode d'aide à la décision multicritère créée par Saaty (1987). Cette méthode permet d'expliciter, à partir de comparaisons de décideurs ou d'experts, la pondération de critères et de sous-critères de différentes natures dans le but de hiérarchiser des individus (appelés alternatives). Cette méthode est structurée en trois étapes :

- La structuration hiérarchique : Le problème est décomposé hiérarchiquement en sous-problèmes (Figure 1.4). Chaque niveau hiérarchique possède alors ses propres critères. Les critères peuvent eux-mêmes être décomposés en sous-critères.

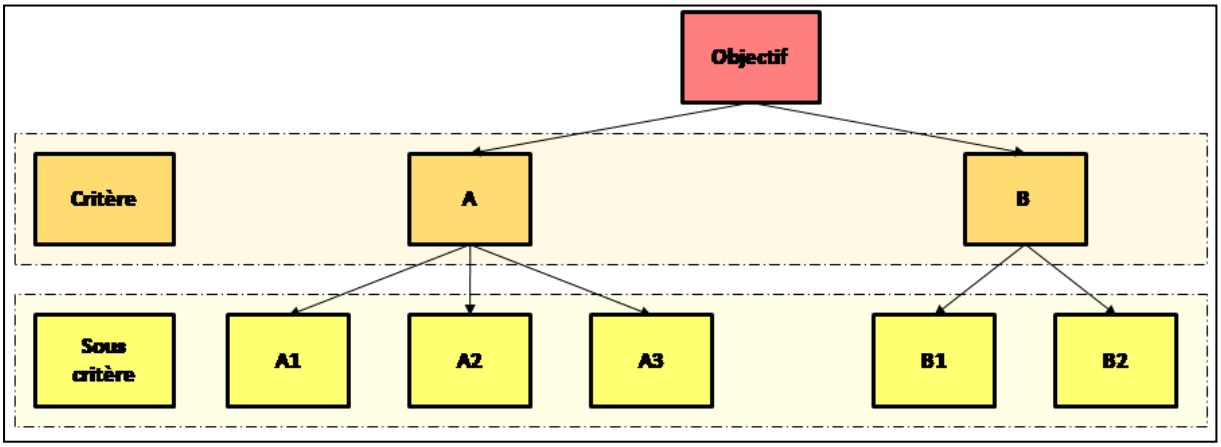


Figure 1. 4 : Schéma de la structuration hiérarchique de la méthode AHP

- La comparaison des jugements : le ou les décideurs comparent par paires et de manière relative, l'ensemble des critères (ou sous-critère relatifs à un critère). Ces comparaisons sont ensuite utilisées afin d'expliciter une pondération pour chaque critère (ou sous-critère relatif à un critère).

Afin d'uniformiser les comparaisons des décideurs, Saaty (1987) propose l'échelle des niveaux d'importance présentée dans le Tableau 1.2.

Tableau 1. 2 : Echelle des niveaux d'importance relatifs selon (Saaty, 1987)

Importance relative	Appréciation
1	Un critère est aussi important que l'autre
3	Un critère est un peu plus important que l'autre
5	Un critère est plus important que l'autre
7	Un critère est beaucoup plus important que l'autre
9	Un critère est extrêmement plus important que l'autre

Des valeurs intermédiaires peuvent également être utilisées (2, 4, 6, 8). Ces degrés d'importance ont une implication réciproque, ainsi si A = 3.B alors B = A/3. Cet exemple est illustré dans la matrice de comparaison associée à deux critères A et B dans le Tableau 1.3.

Tableau 1. 3 : Exemple d'une matrice de comparaisons de critères utilisant la méthode AHP

	A	B
A	1	3
B	1/3	1

La pondération des critères se calcule à partir de la matrice de comparaison de la manière suivante :

Soit *C* la matrice de comparaisons associée aux n critères $X_1,..,X_n$.
Le coefficient c_{ij} est le terme de la i^{ème} ligne et de la j^{ème} colonne de la matrice R.

$$w_x = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}\frac{c_{xj}}{\sum_{i=1}^{n} c_{ix}} \quad (1.2)$$

Avec : n : le nombre de critères
W_x : le poids relatifs du critère X

Afin d'évaluer la cohérence de chaque décideur, (Saaty, 1987) a proposé de comparer l'indice de cohérence de la matrice de comparaisons à la cohérence aléatoire donnée dans le Tableau 1.4.

$$R_c = \frac{I_c}{CA_n} \quad (1.3)$$

Avec : R_c : Le ratio de cohérence associé à la matrice C
I_c : Indice de cohérence associé à la matrice C calculé avec l'Equation 1.4
CA_n : La cohérence aléatoire pour n critères déterminé avec le Tableau 1.4.

$$I_c = \frac{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{\sum_{j=1}^{n} c_{ij}.w_j}{w_i}\right] - n}{n-1} \quad (1.4)$$

Avec : n : le nombre de critères
w_i : le poids relatif du critère i

Tableau 1. 4 : Cohérence aléatoire en fonction du nombre de critères d'après (Saaty, 1987)

Nombre de critères	2	3	4	5	6	7	8	9
Cohérence aléatoire	0,00	0,58	0,90	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45

Si le ratio de cohérence est inférieur à 10 %, le décideur sera jugé cohérent.

A partir des pondérations des critères et des sous-critères, il est possible d'évaluer chaque individu (appelé alternative) de la façon suivante :

$$Score = \sum_{i=1}^{n} w_i . \sum_{j=1}^{m_i} w_{ij} \quad (1.5)$$

Avec : n : le nombre de critères
w_i : le poids relatifs du critères i
m_i : le nombre de sous-critères du critère i
w_{ij} : le poids relatif du sous-critère j du critère i

I.3. Matériels et méthodes : mise en place de l'analyse multicritère

I.3.1. Hypothèses et approche proposées pour la détermination du risque effondrement dans les ruisseaux couverts

La définition du risque et l'identification des éléments constitutifs du risque présentés dans la partie I.2 ont permis de dégager cinq paramètres essentiels pour son évaluation :

- La probabilité d'occurrence de l'aléa
- L'intensité de l'aléa
- Les enjeux
- La fragilité des enjeux
- La capacité de résilience associée aux enjeux

Dans le cas des effondrements généralisés, INERIS (2018) précise que le degré d'intensité est systématiquement élevé du fait de l'absence de parade permettant de s'affranchir des conséquences

de ce type d'effondrement. Le degré maximum de l'échelle d'intensité (European Macroseismic Scale, 1998) sera donc considéré pour la suite de l'étude. Par ailleurs, ce degré d'intensité stipule que la quasi-totalité des bâtiments en maçonnerie, en béton, en acier et en bois seront détruits. Tous les enjeux présents en surface seront donc considérés comme fragiles. Ces hypothèses sont compatibles avec les destructions constatées lors de l'effondrement d'un ruisseau couvert à Robiac Rochessadoule en 2012 (Figure 0.6). L'intensité de l'aléa et la fragilité des enjeux seront considérés comme constants et maximaux. De ce fait, ils seront pris en compte implicitement dans le calcul du niveau de risque mais n'apparaitront pas explicitement.

Conformément à l'Equation 1.1 proposée par (UN/ISDR, 2004), le calcul du niveau de risque sera scindé en deux parties, une partie aléa et une partie vulnérabilité. Conformément à la partie bibliographie sur les méthodes d'analyse multicritère, la méthode AHP (Analytic Hierarchy Process, (Saaty, 1987) sera utilisée pour ces deux parties. Nous tenterons d'évaluer la probabilité d'occurrence des effondrements par une pondération d'origine experte et d'élus, des désordres en présence dans les ouvrages. Les enjeux et leur résilience seront caractérisés par une pondération d'origine experte et proposée par des élus. Enfin, l'utilisation de l'Equation 1.1 permettra d'estimer le niveau de risque global.

Le plan de prévention de risques naturels prévisibles (INERIS, 2018), du fait de la difficulté à estimer la probabilité de mouvement de terrain s'appuie sur la prédisposition du site au phénomène concerné. De façon analogue, nous étudierons la prédisposition des ruisseaux couverts à l'occurrence d'effondrements. Néanmoins, afin de conserver une continuité sémantique avec les termes de l'Equation 1.1 issus de United Nations (2004) et pour des raisons de commodité d'utilisation, nous conserverons les termes ''probabilité d'occurrence'' pour désigner cette prédisposition dans la suite de ce manuscrit.

Les effondrements se produisant de manière locale (longueur < 30m), les ruisseaux couverts ne seront pas étudiés dans leur entièreté mais par tronçon de longueur fixe. Cette longueur sera, dans un premier temps, fixée arbitrairement à 35m. La partie II.2 permettra de justifier les raisons de ce choix.

I.3.2. Détermination des critères de l'analyse multicritère

Nous avons, dans la sous-section précédente, et à partir de la littérature, défini la méthodologie et les hypothèses qui seront utilisées pour évaluer le niveau de risque. Cependant, si nous avons pu définir la méthode d'analyse multicritère et les hypothèses qui seront utilisées, les critères de l'analyse doivent encore être déterminés. Cette détermination est l'objet de la section suivante.

I.3.2.1. Détermination des critères relatifs aux enjeux

FEMA (2001) conseille de considérer dans l'analyse de vulnérabilité 5 catégories d'enjeux constitués d'installations critiques (installations essentielles, moyens de transport, services publics essentiels, installations à fort potentiel de perte et installations de matières dangereuses). A l'exception des installations à forts potentiels de perte (centrales nucléaires, barrages…) et des installations de

matières dangereuses (inflammable, explosive, corrosive, radioactive…) qui ne sont pas présentes sur l'ensemble des 72 ruisseaux couverts connus, toutes ces catégories peuvent être rencontrées dans les zones d'effondrement des ruisseaux couverts. Zihri et al. (2003) propose de prendre en considération d'autres bâtiments assurant différentes fonctions (logement, sport…). Ces bâtiments sont présents dans les zones d'effondrement potentiel et pourront également être considérés. Afin d'apporter un cadre réglementaire aux catégories d'enjeux présentées ci-dessus, nous avons choisi de nous baser, dans la mesure du possible, sur des textes législatifs ou, en l'absence de cadre législatif, sur les catégories proposées par les experts publics des domaines considérés.

En France, les bâtiments sont classés en 4 catégories :

- Les établissements recevant du public (ERP) (définis par l'article R. 123-2 du code la construction et de l'habitation). Il existe 5 catégories d'ERP définies par l'article R. 123-19 et présentées dans le Tableau 1.5.

Tableau 1. 5 : Effectif admissible des différentes catégories d'ERP

Catégories d'ERP en fonction de la capacité d'accueil	
Effectif admissible	**Catégorie**
A partir de 1 500 personnes	1
De 701 à 1500 personnes	2
De 301 à 1500 personnes	3
Jusqu'à 300 personnes	4
En fonction des seuils d'assujettissement	5

- Les immeubles de grande hauteur (IGH) (définis par l'article R. 122-2 du code de la construction et de l'habitation). Ces ouvrages sont distingués des autres bâtiments du fait de leur inaccessibilité pour les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie.
- Les établissements recevant des travailleurs (ERT) (définis par l'article R. 4211-2 du code du travail).
- Les bâtiments d'habitations (définies par l'article R. 111-1-1 du code de la construction et de l'habitation).

Concernant les routes, il n'existe pas de classification officielle, néanmoins CETUR-SETRA (1992) propose de les classer en deux catégories :

- Les routes primaires, ce sont généralement des routes qui relient des pôles régionaux ou départementaux,
- Les routes secondaires, ce sont généralement des routes appartenant au domaine communal.

A l'exception des immeubles de grande hauteur, définis en raison de leur inaccessibilité pour les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie, toutes les catégories précédemment présentées ont été considérées dans l'analyse de risque. En raison du faible nombre de moyens de transport extra-routier, il a été choisi d'inclure l'ensemble des moyens de transport dans les catégories primaires et secondaires définies par le CETUR-SETRA (1992). Afin de prendre en

compte les services publics essentiels conseillés par (FEMA, 2001), deux catégories ont été ajoutées. Ces deux catégories permettent de séparer les moyens d'approvisionnement et de production ou de stockage (matériels et énergie). Les établissements recevant du public ont également été scindés en deux catégories afin de distinguer des autres ERP les installations essentielles définies par (FEMA, 2001).

Ceci permet de définir 8 catégories d'enjeux qui constituent les 8 critères de l'analyse multicritère pour sa partie *vulnérabilité*. Ces 8 catégories d'enjeux sont les suivantes :

- Matériels (pylônes, lignes électriques...),
- Energie (transformateurs électriques, châteaux d'eau…),
- Zones résidentielles (habitations),
- Locaux industriels (usines, garages, carrosseries…),
- Etablissements recevant du public de catégorie 3 à 5,
- Réseau routier et ferroviaire secondaire (infrastructures régionales ou locales),
- Etablissements recevant du public de catégorie 1 à 2 (hôpitaux, écoles, centres commerciaux…),
- Réseau routier et ferroviaire primaire (infrastructures nationales).

I.3.2.2. Détermination des critères relatifs aux aléas

L'AFTES (2005) propose un catalogue des désordres en ouvrages souterrains, consacré aux tunnels revêtus. Cinquante désordres qui affectent les tunnels revêtus y sont décrits et les conséquences potentielles de ces désordres y sont présentées. L'ensemble de ces désordres ne sera pas présenté ici mais nous tenterons d'en aborder les principaux. Ces désordres s'organisent de la façon suivante :

- Les désordres liés à l'altération des matériaux constitutifs des revêtements
    - Dégradation des moellons/briques/joints
    - Eclatement des moellons/briques/béton
    - Fissuration et défaut d'adhérence du béton projeté et des enduits

- Les désordres qui affectent la structure et la géométrie de l'ouvrage
    - Fissures (longitudinales, transversales, obliques, en coulisseau, en échelon)
    - Déformations (déformation des piédroits, déformation généralisée du profil, de la voûte, soulèvement du radier)
    - Chutes de matériaux (chutes de briques/moellons à l'unité ou par panneau, chutes de panneau de béton)
    - Affaiblissement de zones rescindées
    - Présence de désordres liés aux incendies

- Les désordres d'origine hydraulique
    - Erosion du radier ou des piédroits
    - Effet de venues d'eau par l'extrados et infiltrations

Nous avons constaté peu de dégradation ou d'éclatement des moellons (2 moellons fracturés sur 6.5 km d'ouvrage). Par ailleurs, la vocation hydraulique des ouvrages et l'absence d'entretien des ruisseaux couverts, dont les plus anciens ont plus de 200 ans, ont contribué à la dégradation de surface des joints dans la totalité des ouvrages. Du fait de leur absence ou de leur généralisation, les désordres liés à l'altération des matériaux constitutifs des revêtements n'ont pas été considérés dans cette étude.
Des signes d'infiltrations et de venues d'eau ont été constatés. Mais dans des ouvrages à vocation hydraulique, il est difficile de les différencier des venues d'eau fonctionnelles. Il a donc été choisi de ne pas les prendre en compte.
L'absence de connaissances relatives aux ruisseaux couverts sur les 200 dernières années fait qu'il est difficile de déterminer la chronologie d'éventuelles réparations. Il en est de même pour d'éventuels incendies dont les traces auraient pu être effacées par l'eau qui s'écoule. Ces désordres n'ont donc pas non plus été considérés.

Nous avons choisi de nous concentrer sur les fissures, les chutes de matériaux, l'érosion du radier ou des piédroits ainsi que les déformations. Les déformations ont été différenciées en trois catégories, selon que les déformations se produisent au niveau des piédroits, de la voûte ou de manière généralisée avec la présence éventuelle de basculement. Par ailleurs, nous avons pris en compte 4 catégories d'effondrement (effondrement des piédroits, de la voûte, à la sortie de l'ouvrage et de l'ouvrage complet) qui seront regroupées sous la modalité *effondrement* dans cette partie du manuscrit. Les 7 catégories de désordres ou d'effondrement, qui constituent les critères pour la définition de l'aléa, sont les suivantes :

- Les fissures (longitudinales, transversales, obliques…),
- Les chutes de blocs (à l'unité ou par panneau),
- L'érosion du radier,
- La déformation de la voûte,
- La déformation des piédroits,
- Le basculement de la structure,
- L'effondrement partiel ou complet de la structure.

I.3.3. Détermination du public cible pour la pondération des critères

La méthode AHP permet d'expliciter des pondérations à partir de comparaisons de critères deux à deux. La qualité et la représentativité de l'analyse qui pourra être menée avec la méthode AHP dépendra cependant de la pertinence et du nombre de décideurs qui compareront les critères deux à deux. Il a été choisi de contacter des experts ou des élus directement concernés par la problématique. Trois catégories de personnes ont ainsi été contactées :

- Des experts publics ou privés (DDTM, DREAL, UTAM, INERIS…),
- Des experts universitaires et d'anciens experts universitaires appartenant à des associations concernées par le sujet,
- Les maires des communes concernées.

25 experts publics, privés, universitaires, associatifs et 15 maires ont été contactés. Le document réponse disponible en Annexe L leur a été envoyé.

I.3.4. Détermination de la pondération des sous-critères

Des sous-critères ont été ajoutés à chacun des critères (type d'enjeux ou de désordres). Ces sous-critères permettent d'apporter une pondération supplémentaire en fonction du nombre d'occurrences d'un type d'enjeu ou de désordre. Les pondérations de ces sous-critères n'ont pas été explicitées à partir d'avis d'experts ou d'élus du fait de la lourdeur du questionnaire global qui en aurait résulté. En ce qui concerne la pondération des sous-critères relatifs aux enjeux, elle a été déterminée à partir des observations de terrain. La méthode AHP étant une méthode de rapport (pouvant varier entre 1 et 9), il a été considéré que la présence d'un type de désordres *a priori* les moins importants (fissures, panneaux, érosion du radier) était 5 fois plus importante que son absence. La présence du nombre maximum de chacun de ces types de désordres a été considérée 9 fois plus importante que son absence. En ce qui concerne les désordres *a priori* les plus importants (déformation des piédroits, de la voûte, le basculement et l'effondrement), il a été considéré que leur présence était 5 fois plus importante que leur absence. La présence du nombre maximum de chacun de ces types de désordres a été considérée 9 fois plus importante que leur absence.
En ce qui concerne la pondération des enjeux, il a été considéré arbitrairement que la présence d'un type d'enjeu était trois fois plus importante que son absence. La présence du nombre maximum d'un type d'enjeux a été considérée comme 9 fois plus importante que son absence. Les pondérations intermédiaires relatives à chaque nombre d'occurrences, de chaque type d'enjeu ou de désordres, ont été calculées proportionnellement aux rapports définis précédemment.

I.4. Matériel et méthodes : Détermination des données d'entrée de l'analyse multicritère

La section précédente a permis de présenter l'approche proposée, la méthode multicritère et les critères qui ont été retenus ainsi que le public ciblé pour comparer les critères deux à deux. Dans cette partie, nous présenterons la méthodologie mise en place pour recueillir les données d'entrées de l'analyse que sont : les désordres en présence dans les ouvrages ainsi que les enjeux pouvant être impactés en cas d'effondrement.

I.4.1. Sélection et géolocalisation des ouvrages étudiés

I.4.1.1. Sélection des ouvrages

A partir d'une précédente étude conduite par Geoderis (2007), Vayssade et al. (2015) a identifié 72 ruisseaux couverts répartis dans 15 villes et villages du bassin houiller cévenol. Les communes concernées sont représentées en blanc sur la Figure 1.5. Les dimensions de ces ouvrages varient de petites canalisations de moins de 1 m de diamètre à des tunnels de plus de 9 m de hauteur. La

longueur cumulée de l'ensemble de ces ouvrages et des ruisseaux annexes associés est de 20 km. Vayssade et al. (2015) a classifié ces ouvrages de la façon suivante :

- 34 mesurent plus de 1 ,5 m de hauteur et plus de 50 m de longueur,
- 6 mesurent plus de 1,5 m de hauteur mais moins de 50 m,
- 22 mesurent moins de 1,5 m,
- 4 ressemblent à des canalisations dont le diamètre est inférieur à 0,2 m,
- 6 sont mentionnés dans d'anciens documents mais n'ont pas été retrouvés.

Dans cette étude, nous avons sélectionné les 29 ouvrages les plus hauts. Ce sont également ceux qui présentent le plus haut risque d'effondrement et qui sont le plus facilement praticables. La longueur cumulée des 29 ouvrages sélectionnés est de 6.5 km. Le nom des ouvrages et leur localisation sont présentés dans le Tableau 1.6.

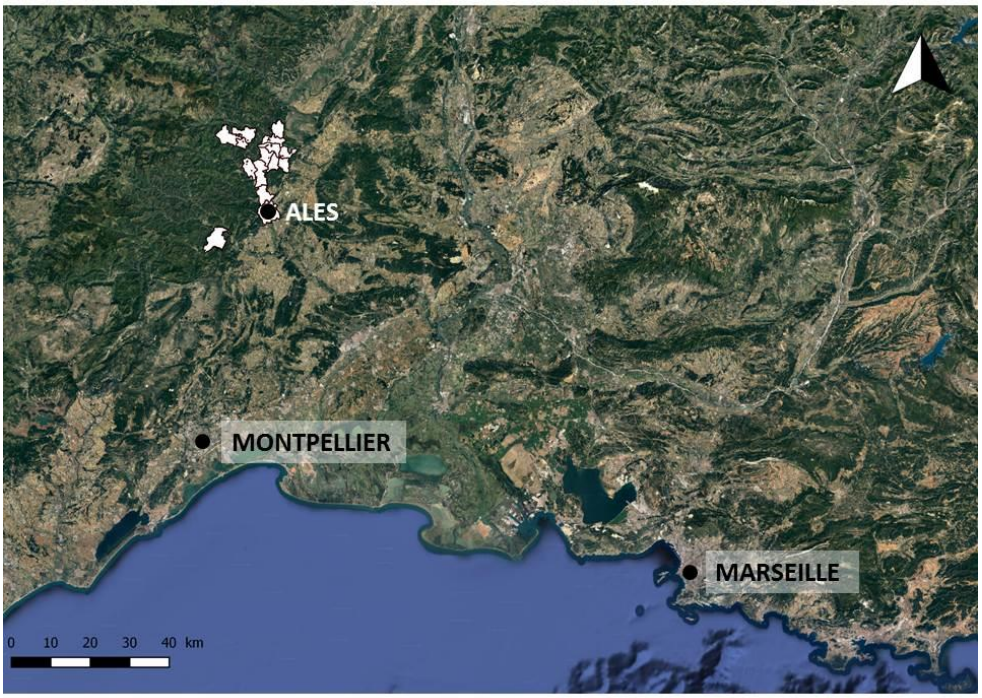


Figure 1. 5 : Localisation des 15 villes et villages touchés par la problématique des ruisseaux couverts

Tableau 1. 6 : Dénominations et localisation des ruisseaux couverts étudiés

Nom du ruisseau couvert	Commune
Ruisseau couvert La Cantonnade	Bessèges (30037)
Ruisseau couvert les Grottes - 1	Bessèges (30037)
Ruisseau couvert Les Forges - 1	Bessèges (30037)
Puits de Robiac aval	Bessèges (30037)
Ruisseau couvert de la Jasse - 2	Chamborigaud (30080)
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	Chamborigaud (30080)

Ruisseau couvert de la Jasse - 1	Chamborigaud (30080)
Tunnel du Terril de Champclauson - 1	La Grand-Combe (30132)
Tunnel du Terril de Champclauson - 2	La Grand-Combe (30132)
Ruisseau couvert de la Trouche	La Grand-Combe (30132)
Affluent de la Trouche	La Grand-Combe (30132)
Ruisseau couvert du Sans Nom	La Grand-Combe (30132)
Ruisseau couvert de l'Ougouègne - 1	La Vernarède (30345)
Ruisseau couvert de la Tavernolle	La Vernarède (30345)
Ruisseau couvert de Lascous	Laval-Pradel (30142)
Tunnel de Cornas - 2	Le Chambon (30079)
Tunnel de Cornas - 1	Le Chambon (30079)
Plan incliné des Oules	Le Chambon (30079)
Tunnel Pisani	Le Martinet (30159)
Tunnel non inventorie de Brousse Varin	Molières-sur-Cèze (30171)
Tunnel de Brousse Varin Ouest	Molières-sur-Cèze (30171)
Tunnel de Brousse Varin Est	Molières-sur-Cèze (30171)
Ruisseau couvert de Chalmeton	Molières-sur-Cèze (30171)
Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	Robiac-Rochessadoule (30216)
Ruisseau couvert de la Valette	Robiac-Rochessadoule (30216)
Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	Robiac-Rochessadoule (30216)
Ruisseau couvert de Frayssinet	Robiac-Rochessadoule (30216)
Ruisseau couvert de la Vieille Valette	Robiac-Rochessadoule (30216)
Ruisseau couvert du ruisseau blanc	Saint Martin de Valgalgues (30284)

I.4.1.2. Géolocalisation des ouvrages

L'étude conduite par Geoderis (2007) a permis de géolocaliser approximativement chacun des ouvrages. Des écarts pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres ont cependant été constatés au niveau des entrées et des sorties d'ouvrages. La prévision des zones effondrées étant dépendante de la localisation des ouvrages, leur localisation a parfois dû être corrigée.

Les éventuelles modifications sont détaillées ci-dessous :

- La géolocalisation de 11 ouvrages a été corrigée à partir des relevés topographiques commandités par les communes concernées,
- La géolocalisation de 9 ouvrages a été corrigée à partir du positionnement des entrées, des sorties et des observations réalisées lors des visites d'ouvrages,
- La géolocalisation de 8 ouvrages n'a pas eu besoin d'être corrigée du fait de la précision de la localisation des entrées et sorties d'ouvrages ainsi que des observations réalisées lors des visites d'ouvrages,

Par ailleurs un ouvrage n'a pas pu être correctement géolocalisé (Ruisseau couvert de la Trouche à La Grand-Combe), bien que les relevés effectués dans cet ouvrage aient été pris en compte dans les parties portant sur l'analyse de la probabilité d'occurrence des effondrements, l'analyse de risque n'a pas pu être appliquée sur cet ouvrage. Il sera donc fait état de 29 ouvrages dans le cas des parties portant sur l'analyse de la probabilité d'occurrence des effondrements et de 28 ouvrages dans les parties portant sur l'analyse de risque de ces ouvrages.

Il est à noter que la géolocalisation d'ouvrages souterrains dont la profondeur peut atteindre 40 m ne peut être réalisée par satellite puisque cette méthode ne fonctionne qu'en surface. La géolocalisation des ouvrages a été numérisée en utilisant un système d'information géographique (QGIS) afin de faciliter les traitements ultérieurs. Un système géodésique mondial (WGS 84 : World Geodetic System 1984) a été utilisé pour ces localisations.

I.4.2. Description des relevés effectués

Chacun des relevés présentés dans cette partie a été positionné par rapport à l'entrée des ouvrages. La distance a été mesurée à l'aide d'un décamètre. La précision des mesures a été quantifiée et sera présentée dans la partie I.5.8. Un télémètre laser a été utilisé pour l'ensemble des autres relevés géométriques. Deux types de relevés ont été effectués :

- Les relevés géométriques et les éléments environnants,
- Les relevés des désordres et des effondrements.

Les relevés de la deuxième catégorie seront directement utilisés dans la méthode AHP relative à l'aléa. Les relevés de première catégorie permettront quant à eux de déterminer les zones d'effondrement potentiel sur lesquelles les enjeux seront estimés pour la partie vulnérabilité. Des variables supplémentaires (forme des ouvrages, type de construction, présence de ruisseaux couverts annexes, épaisseur de la maçonnerie, pente et courbure) ont également été relevées du fait de leur influence potentielle sur les effondrements. Pour des raisons de cohérence, tous les relevés de terrain seront présentés dans cette partie, mais certaines de ces variables ne seront utilisées qu'à partir du chapitre 2 de ce manuscrit.

I.4.2.1. Les relevés géométriques et les éléments environnants

Différentes formes d'ouvrages ont été constatées. Afin de rendre compte de cette diversité, cinq modalités (Figure 1.6) ont été utilisées pour en décrire la forme :

- Voûte en plein cintre reposant sur des piédroits (Figure 1.6.a),
- Voûte surbaissée reposant sur des piédroits,
- Voûte en ogive reposant sur des piédroits,
- Section circulaire (Figure 1.6.b),
- Section rectangulaire (Figure 1.6.c).

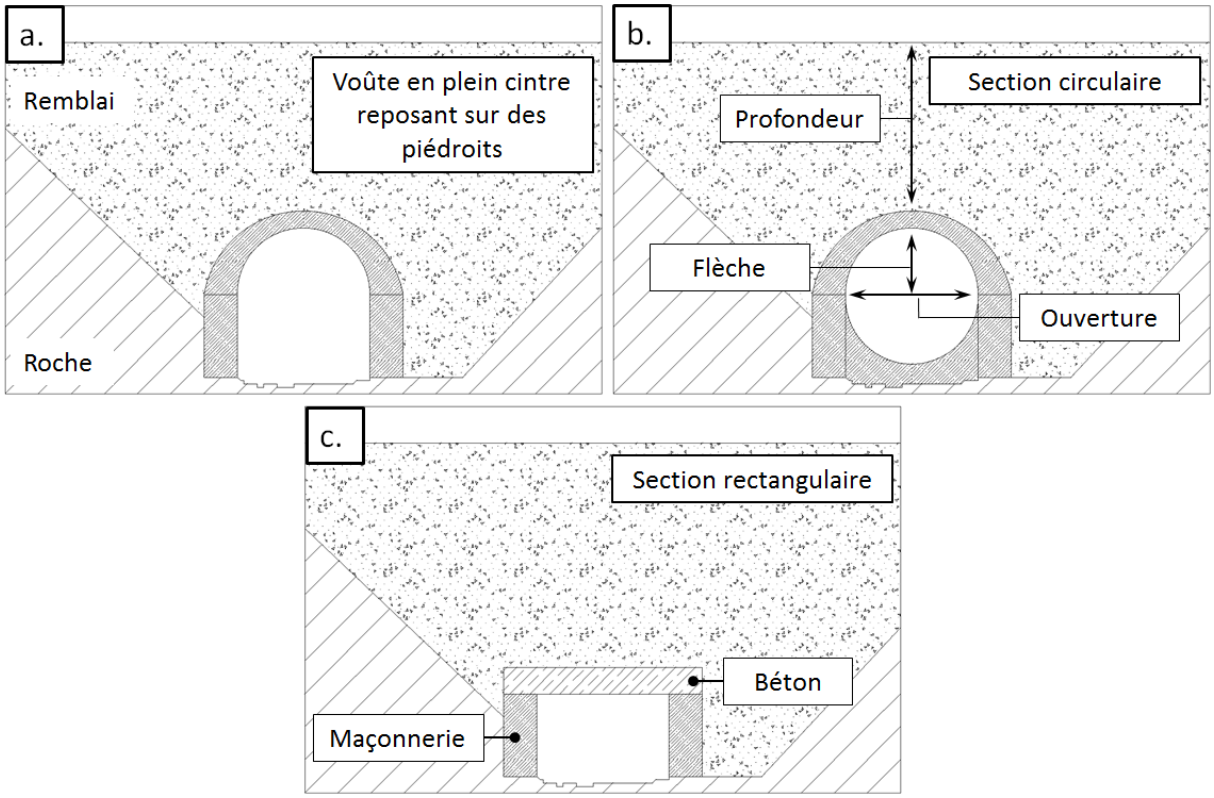


Figure 1. 6 : Schémas des différentes formes de ruisseaux couverts

La plupart des ruisseaux couverts observés ont été construits en maçonnerie irrégulière de moellons séparés par des joints de béton grossier. Cependant, bien que les matériaux de construction (moellons et/ou granulats) semblent provenir directement des stériles miniers, différentes méthodes de construction ont pu être constatées. Quatre modalités ont été utilisées pour les décrire :

- Construction en maçonnerie recouverte de béton (béton banché ou béton projeté),
- Construction en maçonnerie,
- Construction en béton armé,
- Voûte en béton armé et piédroits maçonnés.

Dans la majorité des cas, seul l'intrados des ouvrages est accessible. De ce fait, il est à noter qu'il demeure une possible imprécision dans la distinction entre construction en maçonnerie recouverte de béton et construction en béton armé.

Les ruisseaux couverts semblent avoir été construits directement sur le lit naturel de la rivière. Les affluents qui convergeaient autrefois vers le cours d'eau principal ont également été canalisés par des ruisseaux couverts de plus faibles dimensions (Figure 1.7). La récurrence de ces ruisseaux couverts annexes et la potentielle faiblesse structurelle que leur présence pourrait occasionner pour le ruisseau couvert principal nous ont conduits à en effectuer les relevés.

Figure 1. 7. Photographies prises à l'intérieur du ruisseau couvert Rochessadoule amont par Mourey (2017) : 1) vue de l'intérieur d'un ruisseau couvert et présence d'un ruisseau couvert annexe (flèche blanche), b) zoom sur le ruisseau couvert annexe

Les ruisseaux couverts ayant été construits sur le lit naturel de la rivière, ils en ont également épousé les pentes et les courbures. Quatre modalités ont été utilisées pour décrire chacune d'elles :
Modalités de la pente :

- 1 = faible pente (pente < 3 %)
- 2 = moyenne pente (3 % ≤ pente < 6 %)
- 3 = forte pente (6 % ≤ pente < 10 %)
- 4 = très forte pente (10 % ≤ pente)

Modalités de la courbure :

- 1 = faible courbure (rayon de courbure ≥ 120 m)
- 2 = moyenne courbure (120 m > rayon de courbure ≥ 60 m)
- 3 = forte courbure (60 m > rayon de courbure ≥ 30 m)
- 4 = très forte courbure (30 m >rayon de courbure)

Il est à noter que du fait de l'irrégularité topographique des ouvrages et de la difficulté d'accès à certaines parties des ouvrages, il demeure une imprécision sur ces mesures.

Les caractéristiques géométriques des sections d'ouvrages ont été mesurées à chaque variation dimensionnelle au sein de chacun des ouvrages. Les relevés suivants ont été réalisés :

- L'ouverture [m] entre les piédroits (ou le diamètre pour les ouvrages circulaires) (Figure 1.8)
- La hauteur des piédroits [m] (cette mesure n'a pas été réalisée dans le cas des ouvrages circulaires) (Figure 1.8)
- La flèche [m] pour les ouvrages voûtés (Figure 1.8)
- La longueur totale des ouvrages [m]

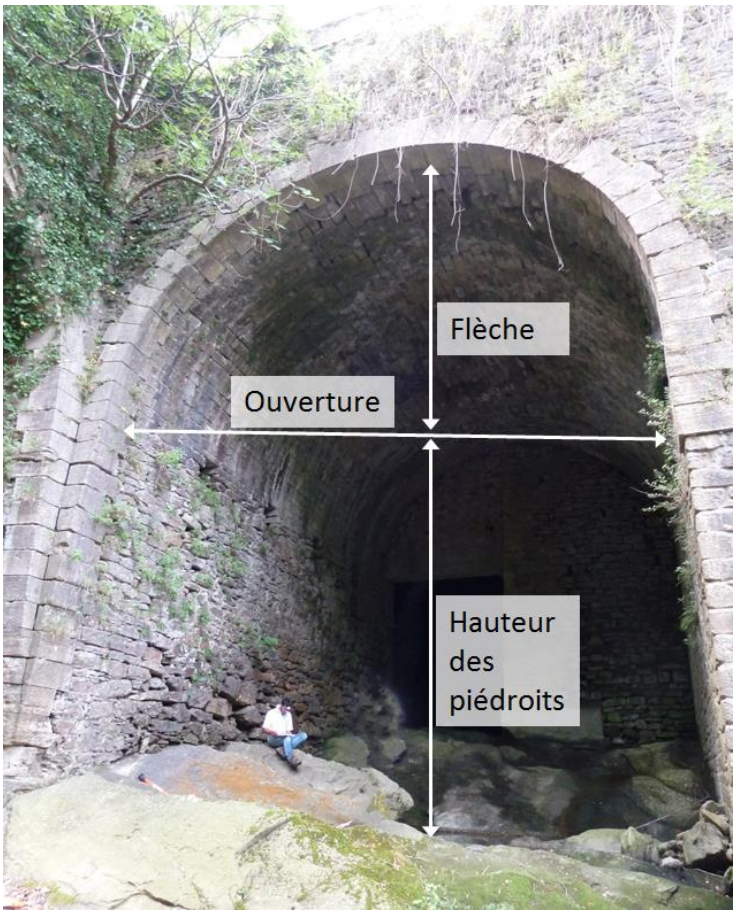


Figure 1. 8 : Photographie du Ruisseau couvert de la Tavernolle utilisée pour illustrer les caractéristiques géométriques d'un ruisseau couvert

Lorsque cela était possible (en présence d'effondrement, fissure ouverte, extrados visible) l'épaisseur des piédroits [m] et l'épaisseur de la clé de voûte [m] ont également été mesurées.

I.4.2.2. Les relevés des désordres et des effondrements

Dans la partie I.3.2 et en nous basant sur le catalogue de désordres proposés par AFTES (2005), 7 catégories de désordres et d'effondrement ont été définies. Ces classes ont pour but d'uniformiser le langage employé et de simplifier la classification. Elles n'en demeurent cependant pas moins réductrices. Afin de préciser le contenu de chacune des classes utilisées, nous avons tenté de recenser les désordres les plus souvent observés. Des photographies et des schémas ont été ajoutés à chaque type de désordres afin d'en faciliter l'interprétation. Ci-dessous figure une schématisation d'un ruisseau couvert. La Figure 1.9.a représente une section transversale d'un ruisseau couvert, perpendiculaire à son axe (vue de face). La Figure 1.9.b représente la vue de profil de ce même ruisseau couvert.

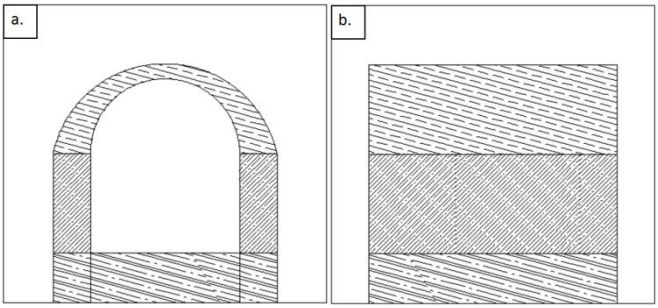


Figure 1. 9 : Illustration d'une vue de face d'un ruisseau couvert (a) et de profil (b) d'un ruisseau couvert non altéré

- Les fissures (longitudinales, transversales et obliques) (Figure 1.10 & Figure 1.20.a)

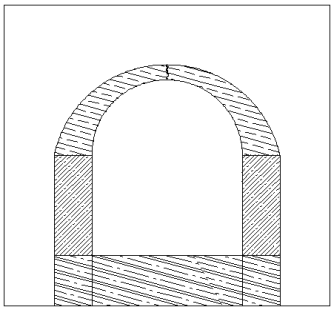


Figure 1. 10 : Illustration d'une fissure dans un ruisseau couvert

- La perte de moellons à l'unité ou par panneau dans les piédroits (Figure 1.11 & Figure 1.21.g)

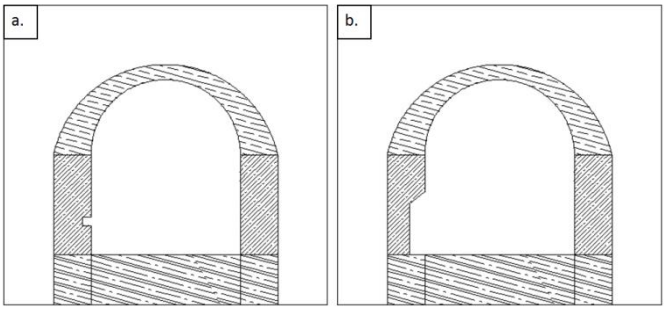


Figure 1. 11 : Illustration d'une chute de moellons à l'unité (a) et par panneau (b) dans un ruisseau couvert

- L'érosion du radier (Figure 1.12 & Figure 1.20.b)

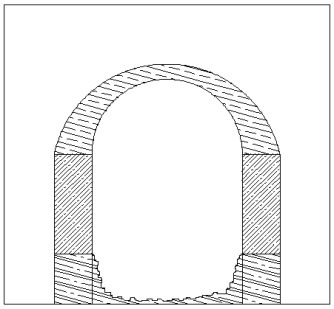


Figure 1. 12 : Illustration de l'érosion du radier dans un ruisseau couvert

- La déformation de la voûte (Figure 1.13 & Figure 1.20.e)

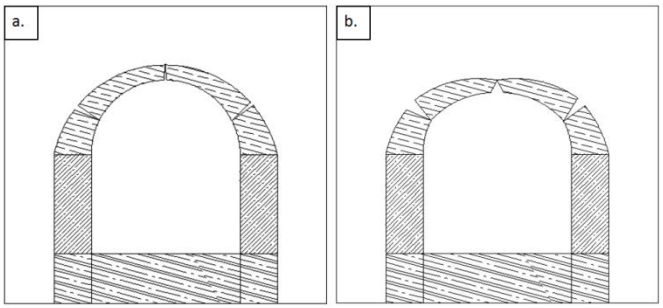


Figure 1. 13 : Illustrations de déformations de la voûte dans les ruisseaux couverts : (a) présence de rotules au niveau de la voûte ; (b) présence de rotules associées à une déformation importante de la voûte

- La déformation des piédroits (Figure 1.14 & Figure 1.20.c)

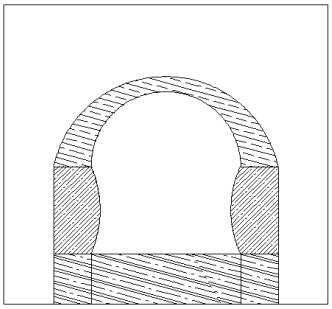


Figure 1. 14 : Illustration de la déformation des piédroits dans un ruisseau couvert

- Le basculement de la structure (Figure 1.15 & Figure 1.20.e)

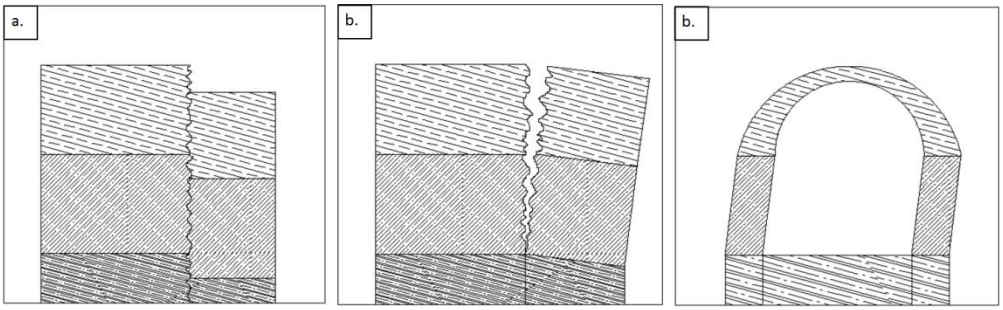


Figure 1. 15 : Illustration de basculements dans les ruisseaux couverts: a) affaissement; b) basculement vers l'extérieur; c) basculement sur le côté

- L'effondrement des piédroits (Figure 1.16 & Figure 1.21.h & Figure 1.21.i)

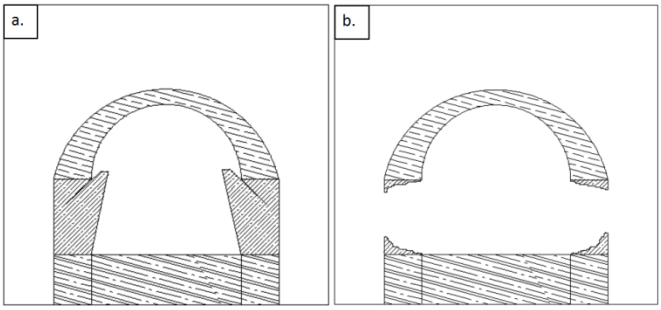


Figure 1. 16 : Illustration de l'effondrement des piédroits: a) basculement et affaissement des piédroits; b) effondrement complet des piédroits

- L'effondrement de la voûte (Figure 1.17 & Figure 1.20.d)

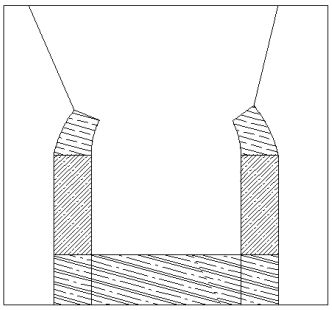


Figure 1. 17 : Illustration de l'effondrement de la voûte

- L'effondrement à la sortie des ouvrages (Figure 1.18 & Figure 1.20.e)

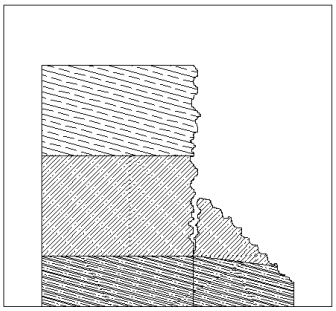


Figure 1. 18 : Illustration d'un effondrement à la sortie d'un ruisseau couvert

- L'effondrement complet de la structure (Figure 1.19 & Figure 1.20.f & Figure 1.21.j)

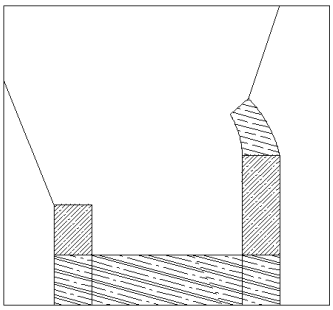


Figure 1. 19 : Illustration d'un effondrement complet de la structure

Figure 1. 20 : Photographies prises pendant l'été 2017: a) Fissure dans le ruisseau couvert de la Jasse 2 (Molières-sur-Ceze, France), b) Erosion du radier dans le ruisseau couvert de la Jasse 2 (Molières-sur-Cèze, France), c) Déformation des piédroits dans le ruisseau couvert de La Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule, France), d) Effondrement de la voûte dans le ruisseau couvert de l'Ougouègne – 1 (La Vernarède, France), e) Déformation généralisée dans le ruisseau couvert de la Jasse 2 (Molières-sur-Cèze, France), f) Fontis dans le ruisseau couvert de La Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule, France).

Figure 1. 21 : Photographies prises pendant l'été 2017: g) Chute de moellons dans le ruisseau couvert de Champclauson - 1 (La Grand-Combe, France), h) Déformation dans le ruisseau couvert Les Grottes – 1 (Bessèges, France), i) Effondrement des piédroits dans le ruisseau couvert de La Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule, France), j) Effondrement dans le ruisseau couvert de Champclauson – 1 (La Grand-Combe, France).

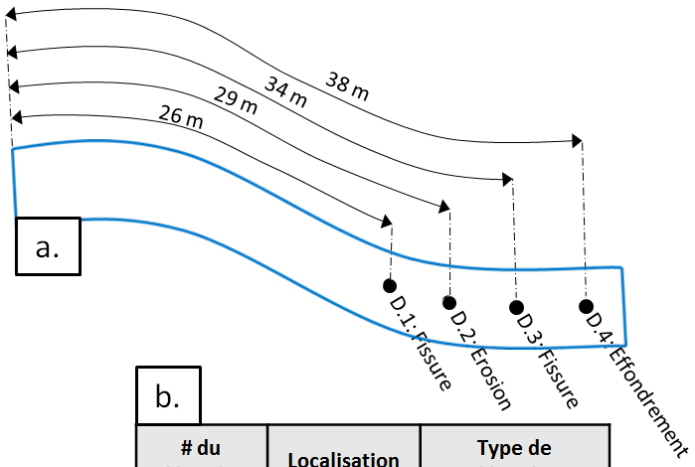
I.4.3. Mise en forme de la base de données

I.4.3.1. Décomposition des ouvrages en tronçons de longueurs fixes

Une grande disparité de longueur d'ouvrages a été constatée. En effet, l'ouvrage le plus long est 50 fois plus long que l'ouvrage le plus court. Par ailleurs, les effondrements peuvent être considérés comme des phénomènes locaux : la longueur moyenne constatée est de 16 m pour une longueur maximum de 30 m. Afin de rendre les ouvrages comparables entre eux et de préciser

géographiquement la notion de risque, il a été choisi de découper les ouvrages en tronçons de longueurs fixes. La longueur retenue est de 35 m, elle sera justifiée dans la partie II.2

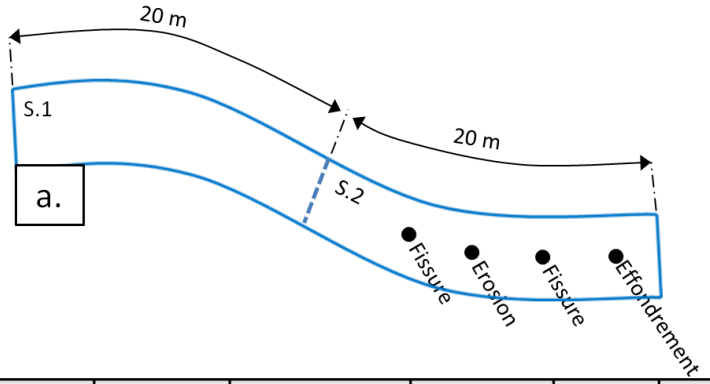
Dans un premier temps, les désordres et la présence de ruisseaux annexes ont été identifiés et positionnés à partir de l'entrée des ouvrages. Ces relevés ont été inclus dans une première base de données (Figure 1.22). Dans un deuxième temps, l'ensemble des ruisseaux couverts a été divisé en tronçons de longueur fixe. Le nombre et le type de chacun des désordres associés à chaque tronçon ont été calculés et inclus dans une seconde base de données. Les caractéristiques géométriques médianes de chaque tronçon et les conditions de sites ont été ajoutées à la seconde base de données (Figure 1.23). Ce traitement a été réalisé de manière automatique sur l'ensemble des ouvrages par l'intermédiaire d'un programme réalisé durant la thèse avec le logiciel SCILAB.



b.

# du désordre	Localisation	Type de désordre
D.1	26 m	Fissure
D.2	29 m	Erosion
D.3	34 m	Fissure
D.4	38 m	Effondrement

Figure 1. 22 : A partir de la description des désordres d'un tunnel fictif (a), illustration du formalisme de la base de données initiale (b)



b.

# de la section	Nb de fissures	Nb d' érosions	Nb d' effondrement	Ouverture	Flèche	Profondeur
S.1	0	0	0	6 m	3 m	15 m
S.2	2	1	1	6 m	3 m	20 m

Figure 1. 23 : A partir de la description des désordres d'un tunnel fictif (a), illustration de la forme de la base de données finale (b)

I.4.3.2. Géolocalisation des tronçons et des désordres associés

La géolocalisation satellitaire n'étant pas effective en sous-terrain, l'ensemble des données relevées sur les 28 ruisseaux couverts étudiés n'a pas pu être directement géolocalisé. Il en est de même pour les tronçons issus du découpage virtuel des ouvrages. Afin d'établir une cartographie des désordres pouvant être reliée aux enjeux de surface, un post-traitement a été réalisé sur les données relevées. Ce post-traitement a permis, à partir d'un positionnement relatif (distance par rapport à l'entrée de l'ouvrage), d'aboutir à un positionnement absolu sur un système géodésique mondial (WGS 84 : World Geodetic System 1984). Ce post-traitement a été réalisé de manière automatique sur l'ensemble des ouvrages par l'intermédiaire d'un programme réalisé durant la thèse avec le logiciel SCILAB. La procédure suivante a été utilisée pour chaque point relatif à chaque ouvrage:

- Discrétisation du tracé du ruisseau couvert en n points $P_1,P_2,\ldots,P_n$ avec $\forall i \epsilon [1;n]$ (x_i,y_i) les coordonnés associées au point P_i
- Détermination $\forall i \epsilon [1;n]$de la distance $d(P_1,P_i)$ entre l'entrée de l'ouvrage (P_1) et le point considéré (P_i)
- Pour chaque désordre D, récupération de la distance $d(P_1,D)$ (distance qui sépare le désordre de l'entrée de l'ouvrage)
- Détermination du couple de points (P_{i-1},P_i) tels que : $d(P_1,P_{i-1}) \leq d(P_1,D) \leq d(P_1,P_i)$
- Calcul des coordonnées de D dans un repère orthonormé direct R = (0, $\vec{x},\vec{y}$) avec les Equations 1.6 et 1.7

  - $$D_{(x)} = P_{i-1_{(x)}} + \frac{d(P_1,D)-d(P_1,P_{i-1})}{d(P_i,P_1)-d(P_{i-1},P_1)} \times \overrightarrow{P_{i-1}P_i}.\vec{x} \qquad (1.6)$$

- $D_{(y)} = P_i + \frac{\mathrm{d(P_1,D)-d(P_1,P_{i-1})}}{\mathrm{d(P_i,P_1)-d(P_{i-1},P_1)}} \times \overrightarrow{P_{i-1}P_i}.\vec{y}$ (1.7)

Cette démarche a été appliquée pour les 180 tronçons que compte l'étude et pour l'ensemble des désordres relevés. Afin de représenter également la longueur des désordres et de localiser les tronçons complets, plusieurs points ont été calculés puis assemblés sous forme de courbe avec le logiciel QGIS.
Ces localisations ont été implémentées sur le logiciel QGIS afin d'en faciliter la manipulation. Une couche virtuelle et une table d'attribut associée ont été créées et reprennent l'ensemble des désordres et leurs caractéristiques. Il en est de même pour les tronçons.

I.4.4. Estimation des enjeux relatifs aux effondrements des ruisseaux couverts

La définition des enjeux relatifs à l'effondrement des ruisseaux couverts nécessite de connaitre préalablement la zone qui pourrait être impactée. Lorsque l'effondrement s'est déjà produit, il devient très facile de définir la zone impactée. Cependant, lorsque l'on souhaite définir théoriquement la zone potentiellement « impactable » en surface, il faut auparavant pouvoir localiser l'ouvrage, définir sa profondeur, ses dimensions et une géométrie d'effondrement. En ce qui concerne la localisation, la profondeur et les dimensions des ouvrages, les parties précédentes ont présenté une approche permettant de les déterminer. En ce qui concerne, la détermination de la géométrie des effondrements, INERIS (2018) propose une approche prenant en compte l'emprise des travaux miniers et un angle d'influence. L'angle d'influence est défini comme : « un angle entre la verticale et la droite joignant la bordure souterraine de l'exploitation et la limite de la cuvette d'affaissement en surface ». Si nous adoptons cette formalisation aux ruisseaux couverts, nous pouvons définir le rayon de la zone d'effondrement potentiel (Figure 1.24) par l'Equation 1.8 suivante :

$$R = \frac{ouverture}{2} + (profondeur + hauteur\ totale) \times \tan \propto \quad (1.8)$$

Avec α : angle d'influence de l'effondrement

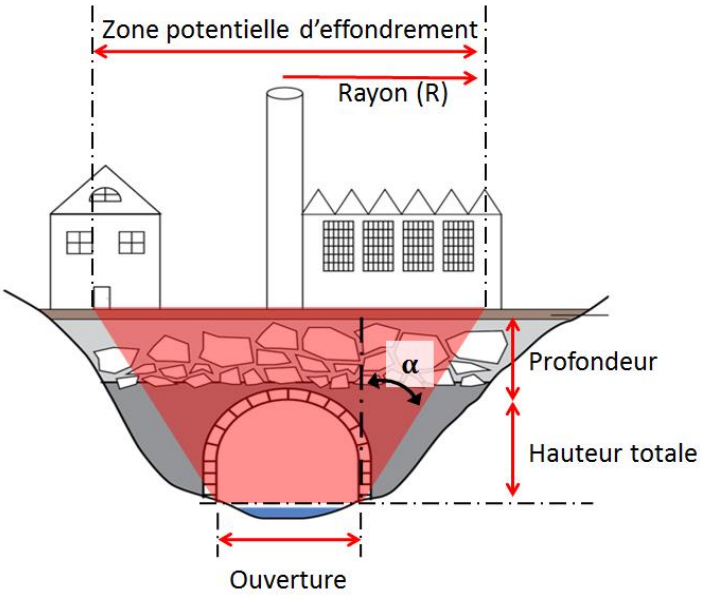


Figure 1. 24 : Illustration de la zone d'effondrement potentiel d'un ruisseau couvert (en rouge)

Afin de définir l'angle d'influence, une triple approche a été menée :

- INERIS (2018) définit classiquement cet angle entre 10 et 40° par rapport à la verticale. Dans le cas le plus défavorable, un angle de 40° devrait donc être considéré.
- La théorie de Mohr-Coulomb montre que la surface de rupture fait avec la direction de la contrainte principale majeure un angle de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Avec φ, l'angle de frottement interne du sol. Dans notre cas, nous pouvons estimer que la contrainte principale majeure se trouve dans l'axe des piédroits. Si on considère le cas le plus défavorable, c'est-à-dire un angle de frottement interne nul, nous pouvons estimer que dans le pire cas, nous aurons un angle de 45° en plateure.
- L'angle maximum constaté sur les 16 effondrements rencontrés dans les ruisseaux couverts présentait un angle proche de 45°, deux ans après les effondrements. Dans le cas le plus défavorable, un angle de 45° devrait donc être considéré.

Les trois approches précédentes convergent vers un angle d'influence proche de 45°. Cette valeur sera retenue par la suite. Pour chacun des 180 tronçons définis et géolocalisés, une zone d'effondrement potentiel a été calculée, géolocalisée et implémentée sous la forme d'objets virtuels sur le logiciel QGIS. Une couche virtuelle et une table d'attribut ont été créées et reprennent l'ensemble de ces objets virtuels ainsi que leurs caractéristiques.

I.4.5. Détermination des enjeux relatifs aux surfaces d'effondrement estimées

L'institut national géographique et forestier (IGN) met à disposition une description vectorielle (BD Topo®) des infrastructures du territoire Français. La précision de cette description vectorielle est de l'ordre du mètre et est disponible par département. Les objets de cette description vectorielle sont regroupés par thème dont voici quelques exemples :

- Bâti (constructions) ;
- Services et activités (services publics, stockage et transport des sources d'énergie, lieux et sites industriels) ;
- Transport (infrastructures du réseau routier, ferré ou aérien) ;

Une table d'attributs est associée à chacune des couches virtuelles et permet de définir les caractéristiques de chacun des objets virtuels s'y trouvant.

Les couches virtuelles contenant l'ensemble des bâtiments et infrastructures du Gard ont été modifiées et les objets virtuels relatifs à ces couches ont été répartis dans huit couches virtuelles relatives aux 8 catégories d'enjeux considérées. La superposition des 8 couches virtuelles d'enjeux et de la couche contenant les zones d'effondrement potentiels a permis de comptabiliser le nombre d'infrastructures de chacune des catégories pouvant être impactées pour chacune des zones potentielles d'effondrement. Toute infrastructure intersectant une zone d'effondrement a été comptabilisée comme impactée. Cette comptabilisation par catégorie a été réalisée pour toutes les catégories d'enjeux et pour toutes les zones d'effondrement à l'aide du logiciel QGIS. Ce même logiciel a été utilisé pour la modification des couches virtuelles de l'IGN. Afin de limiter la complexité de la tâche, ce travail n'a été réalisé que dans un rayon largement sécuritaire de 200 m autour de chacun des ouvrages considérés dans cette étude.

I.5. Résultats de l'analyse de risques

I.5.1. Détermination des pondérations des critères de l'analyse du risque effondrement

En ce qui concerne les enjeux, 17 questionnaires nous ont été retournés, répartis de la façon suivante :

- 9 experts universitaires,
- 5 maires,
- 3 experts publics ou privés.

La distribution du ratio de cohérence globale de réponses est présentée sur la Figure 1.25.

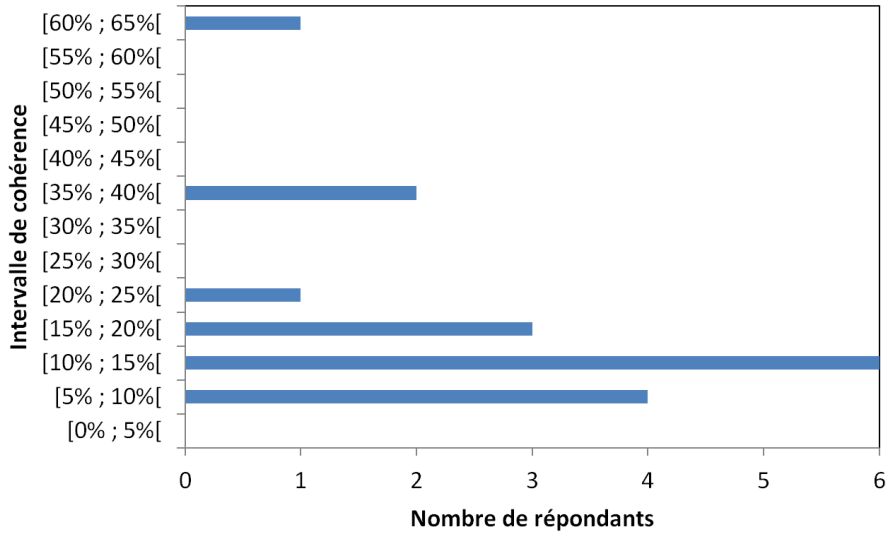


Figure 1. 25 : Intervalles de cohérence des répondants pour la partie qui concerne les enjeux

Le ratio de cohérence moyen de l'ensemble des réponses est élevé (19 %). Seulement quatre répondants ont obtenu un ratio de cohérence inférieur à 10 %. La cohérence moyenne et l'écart type de la cohérence des groupes sont très hétérogènes et se répartissent de la façon suivante (Tableau 1.7) :

Tableau 1. 7 : Distribution de la cohérence des différents groupes de répondants pour la partie qui concerne les enjeux

Groupe	Cohérence moyenne	Ecart type de la cohérence
Experts universitaires	16 %	10 %
Maires	29 %	21 %
Experts publics ou privés	10 %	3 %

Bien qu'il soit difficile d'extrapoler ces résultats étant donné le faible nombre de répondants, on peut constater que les experts publics ou privés ont répondu de manière plus cohérente et ont des réponses plus homogènes en terme de cohérence.

De grands écarts de cohérence existent entre les répondants, cependant la cohérence moyenne influe peu sur les pondérations moyennes. En effet, indépendamment du fait que l'on considère seulement les répondants ayant obtenu une cohérence inférieure à 10 % (#1), l'ensemble des réponses (#3), ou bien les réponses permettant d'obtenir une moyenne de cohérence inférieure à 10 % (#2), l'écart moyen absolu maximum entre les différents groupes est inférieur à 0,02 pour des pondérations pouvant varier théoriquement entre 0 et 1. Les pondérations obtenues pour ces différents groupes sont les suivantes (Tableau 1.8) :

Tableau 1. 8 : Pondérations moyennes des critères relatifs aux différents groupes de cohérence pour la partie qui concerne les enjeux

Groupe de cohérence	Pondérations moyennes							
	Matériels	Energie	Zones Résiden-tielles	Locaux Industr-iels	Réseau secondaire	ERP : cat 3 à 5	Réseau primaire	ERP : cat 1 à 2
#1	0,02	0,04	0,16	0,08	0,09	0,17	0,23	0,34
#2	0,03	0,05	0,17	0,07	0,08	0,17	0,22	0,36
#3	0,05	0,06	0,18	0,07	0,08	0,14	0,21	0,34

En ce qui concerne les aléas, 14 questionnaires nous ont été retournés, répartis de la façon suivante :

- 7 experts universitaires,
- 4 maires,
- 3 experts publics ou privés.

La distribution de l'indice cohérence globale de réponses est présentée sur la Figure 1.26.

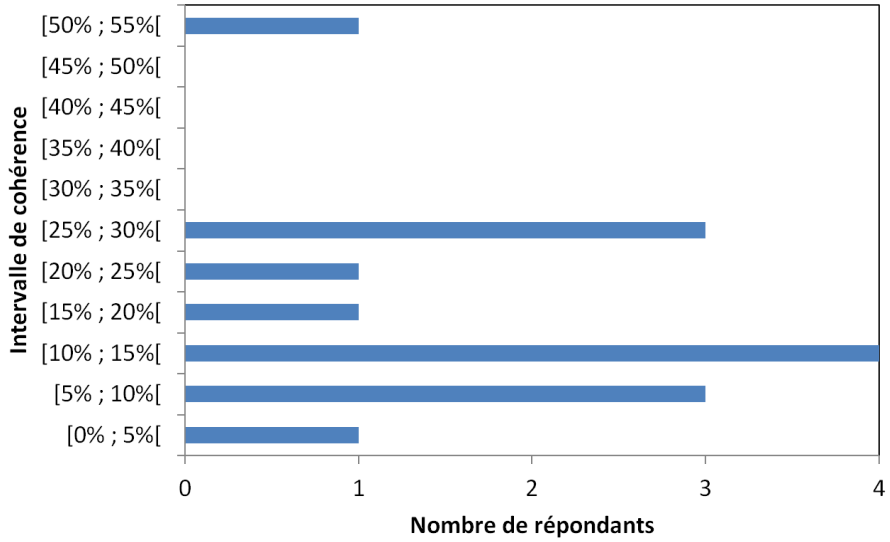


Figure 1. 26 : Intervalles de cohérence des répondants pour la partie qui concerne les aléas

Le ratio de cohérence moyen de l'ensemble des réponses est élevé (18 %). Seul quatre répondants ont obtenu un ratio de cohérence inférieur à 10 %. La cohérence moyenne et l'écart type de la cohérence des groupes sont très hétérogènes et se répartissent de la façon suivante (Tableau 1.9) :

Tableau 1. 9 : Distribution de la cohérence des différents groupes de répondants pour la partie qui concerne les aléas

Groupe	Cohérence moyenne	Ecart type de la cohérence
Experts universitaires	19 %	18 %
Maires	21 %	9 %
Experts publics ou privés	13 %	4 %

Bien qu'il soit difficile d'extrapoler ces résultats étant donné le faible nombre de répondants, on peut constater que les experts publics ou privés ont répondu de manière plus cohérente et ont des réponses plus homogènes en terme de cohérence.

De grands écarts de cohérence existent entre les répondants, cependant la cohérence moyenne influe peu sur les pondérations moyennes. En effet, indépendamment du fait que l'on considère seulement les répondants ayant obtenu une cohérence inférieure à 10 % (#1), l'ensemble des réponses (#3), ou bien les réponses permettant d'obtenir une moyenne de cohérence inférieure à 10 % (#2), l'écart moyen absolu maximum entre les différents groupes est de 0,02 pour des pondérations pouvant varier théoriquement entre 0 et 1. Les pondérations obtenues pour ces différents groupes sont les suivantes (Tableau 1.10) :

Tableau 1. 10 : Pondérations moyennes des critères relatifs aux différents groupes de cohérence pour la partie qui concerne les aléas

Groupes de cohérence	Pondérations moyennes						
	Fissures	Perte de moellons	Erosion du radier	Déformation voûte	Déformation piédroits	Basculement	Effondrement
#1	0,04	0,07	0,05	0,14	0,15	0,20	0,35
#2	0,03	0,07	0,05	0,15	0,14	0,18	0,39
#3	0,04	0,07	0,05	0,13	0,13	0,17	0,42

Le nombre de répondants ayant obtenu un score de cohérence inférieur à 10 % est de 4 pour la partie aléa ainsi que pour la partie enjeux. Cependant, du fait de la convergence des pondérations calculées pour les trois classes de cohérence considérées, nous considérerons que ces résultats sont représentatifs. De ce fait les pondérations obtenues à partir des répondants du groupe #1 seront utilisés pour pondérer les critères dans l'analyse de risque effondrement.

I.5.2. Bilan des désordres observés

La campagne de mesures menée pendant l'été 2017 sur 29 ruisseaux couverts a permis de réaliser 2894 relevés. Ces relevés ont été inclus dans une base de données et sont répartis de la manière suivante :

- 824 concernent les désordres et les effondrements,
- 1454 concernent les caractéristiques géométriques et le positionnement des relevés,
- 616 concernent les conditions de site.

Tous les ouvrages visités présentent au moins un désordre. En considérant la totalité des désordres relevés, il y a en moyenne un désordre tous les 8 m. De plus, la longueur moyenne constatée d'un désordre est de 3,7 m, cela signifie que la longueur cumulée des désordres est équivalente à la moitié de la longueur totale des ouvrages visités (6,5 km).

On peut constater sur la Figure 1.27 que les fissures et les chutes de moellons représentent plus de la moitié des désordres constatés. Les autres désordres sont distribués de manière assez homogène.

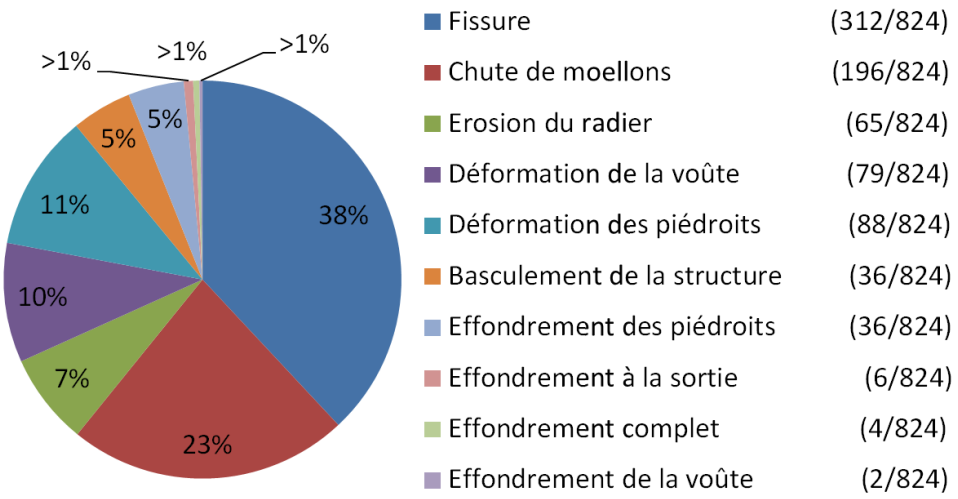


Figure 1. 27 : Distribution des désordres relevés dans les ruisseaux couverts

I.5.3. Bilan des enjeux en présence

Les 28 ouvrages considérés dans cette étude ont été découpés en 180 tronçons géolocalisés de 35 m. Pour chacun de ces tronçons, trois zones d'effondrement potentiel ont été déterminées à l'aide de l'Equation 1.8 avec les paramètres présents dans le Tableau 1.11.

Tableau 1. 11 : Coefficients de l'estimation des zones d'effondrement potentiel

Zone	Angle d'influence de l'effondrement (α)	Incertitude sur l
#1	45°	0 m
#2	60°	0 m
#3	60°	5 m

Pour chacune des 540 zones d'effondrement potentiel engendrées et géolocalisées (180 tronçons x 3 jeux de variables), les enjeux ont été estimés avec le logiciel QGIS grâce à des couches d'infrastructures conçues à cet effet. Ce travail a également été réalisé à l'échelle de l'ouvrage entier. Le Tableau 1.12 résume ces résultats pour l'ensemble des ouvrages :

Tableau 1. 12 : Bilan des enjeux présents dans les différentes zones d'effondrements

Zone	Type d'enjeux							
	Matériels	Energie	Zones Résidentielles (habitations)	Locaux Industriels	Réseau secondaire	ERP : cat 3 à 5	Réseau primaire	ERP : cat 1 à 2
#1	2	1	52	10	84	3	0	0
#2	3	2	65	12	107	4	0	0
#3	3	2	91	13	128	5	0	0

Nous pouvons constater l'absence de réseau primaire et d'ERP de catégorie 1 à 2 et la présence importante de routes (entre 84 pour #1 et 128 pour #3) et de bâtiments d'habitations (entre 52 pour #1 et 91 pour #3) pour les 28 ruisseaux couverts considérés.

Les écarts entre les ouvrages sont néanmoins très importants comme nous pouvons le voir dans le Tableau 1.13, pour le cas #1 (α=45°, d=0 m).

Tableau 1. 13 : Bilan des enjeux par ruisseau couvert pour la zone #1

Nom ruisseau couvert	Matériel	Energie	Habitation	Locaux_ind	Route_seco	ERP_3_5
Affluent de la Trouche					1	
Plan incline des Oules					3	
Puits de Robiac aval			6	1	4	
Ruisseau couvert de Chalmeton			11	1	7	
Ruisseau couvert de Frayssinet					2	
Ruisseau couvert de la Jasse - 1					1	
Ruisseau couvert de la Jasse - 2					1	
Ruisseau couvert de la Jasse - 3					1	
Ruisseau couvert de la Tavernolle			1		1	
Ruisseau couvert de la Valette			1		5	
Ruisseau couvert de la Vieille Valette					8	
Ruisseau couvert de Lascous			2		3	
Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1			1		5	
Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont			2		6	3
Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval			5			
Ruisseau couvert du ruisseau blanc	1		1		3	
Ruisseau couvert du Sans Nom			1		7	
Ruisseau couvert La Cantonnade			4		1	
Ruisseau couvert Les Forges - 1	1	1	9	4	4	
Ruisseau couvert les Grottes - 1				1		
Tunnel de Brousse Varin Est					5	
Tunnel de Brousse Varin Ouest			1		1	
Tunnel de Cornas - 1			2			
Tunnel de Cornas - 2					1	
Tunnel du Terril de Champclauson - 1			3	3	7	
Tunnel du Terril de Champclauson - 2			1		4	
Tunnel non inventorie de Brousse Varin			1		2	
Tunnel Pisani					1	

Nous pouvons constater (Tableau 1.13) que la totalité des ouvrages pourrait impacter au moins un type d'enjeu en cas d'effondrement généralisé. Vingt-cinq d'entre eux pourraient impacter au moins une route s'ils venaient à s'effondrer. Dix-sept d'entre eux pourraient impacter au moins une habitation s'ils venaient à s'effondrer.

En ce qui concerne le cas #3 (α=60°, d=5 m), nous pouvons constater (Tableau 1.14) que tous les ouvrages pourraient impacter au moins une route en cas d'effondrement généralisé. Dix-huit d'entre eux pourraient impacter au moins une habitation s'ils venaient à s'effondrer.

Tableau 1. 14 : Bilan des enjeux par ruisseau couvert pour la zone #3

Nom ruisseau couvert	Matériel	Energie	Habitation	Locaux_ind	Route_seco	ERP_3_5
Affluent de la Trouche			2		2	
Plan incline des Oules			2		3	
Puits de Robiac aval					6	
Ruisseau couvert de Chalmeton			16	1	12	
Ruisseau couvert de Frayssinet					3	
Ruisseau couvert de la Jasse - 1			2		6	
Ruisseau couvert de la Jasse - 2			2		1	1
Ruisseau couvert de la Jasse - 3			2		5	
Ruisseau couvert de la Tavernolle			1		1	3
Ruisseau couvert de la Valette			4		5	
Ruisseau couvert de la Vieille Valette			5		1	
Ruisseau couvert de Lascous					2	
Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1					1	
Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	1		1	2	3	
Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval			4		16	
Ruisseau couvert du ruisseau blanc			1		3	
Ruisseau couvert du Sans Nom				1	1	
Ruisseau couvert La Cantonnade	2	2	9	6	7	
Ruisseau couvert Les Forges - 1			7	1	5	
Ruisseau couvert les Grottes - 1					1	
Tunnel de Brousse Varin Est			1		9	
Tunnel de Brousse Varin Ouest					1	
Tunnel de Cornas - 1					1	
Tunnel de Cornas - 2					1	
Tunnel du Terril de Champclauson - 1			4		1	
Tunnel du Terril de Champclauson - 2					1	
Tunnel non inventorie de Brousse Varin			3	4	14	
Tunnel Pisani			7		7	1

I.5.4. Résultat des notes d'enjeux

Pour chacun des 180 tronçons, les enjeux ont été comptabilisés dans trois zones d'effondrement potentiel calculées avec l'Equation 1.8 pour les paramètres du Tableau 1.11. La méthodologie et les pondérations obtenues ont ensuite été utilisées pour déterminer la note d'enjeu relative à chacun des tronçons. Les notes obtenues ont enfin été normalisées entre 0 et 1.

Nous pouvons constater sur les Figures 1.28 et 1.29 que les écarts de note d'enjeux obtenus entre les zones sont faibles. L'écart moyen des notes obtenues est de 4 % entre la zone #1 et la zone #2 et de

6 % entre la zone #1 et la zone #3. La zone #1 pouvant déjà être considérée comme sécuritaire et son agrandissement ayant peu d'influence sur la note finale, nous ne considérerons plus que les paramètres de la zone #1 pour la détermination des enjeux.

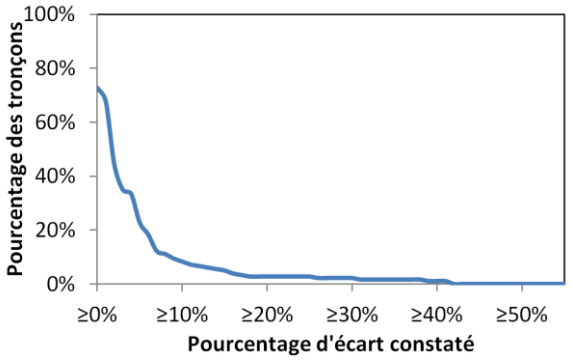


Figure 1. 28 : Distribution des écarts de la note relative aux enjeux entre la zone #1 et la zone #2

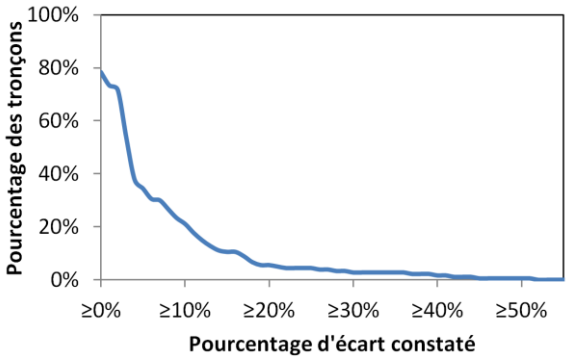


Figure 1. 29 : Distribution des écarts de la note relative aux enjeux entre la zone #1 et la zone #3

Nous pouvons constater, sur la Figure 1.30, que peu de zones d'effondrement potentiel sont associéees à de forts scores d'enjeux. En effet, la moyenne des scores obtenus pour l'ensemble des zones d'effondrement potentiel est de 0,14 et seuls 10 % des zones d'effondrement potentiel dépassent le score de 0,5. Bien que ce score puisse paraître faible, il peut, par exemple, correspondre à 4 habitations et 2 routes secondaires ou encore 1 ERP (cat 3 à 5) et une route secondaire ou encore 1 ERP (cat 3 à 5) et 1 habitation. Par ailleurs, nous pouvons constater que 36 % des tronçons (65/180) ne présentent pas d'enjeux associés en surface.

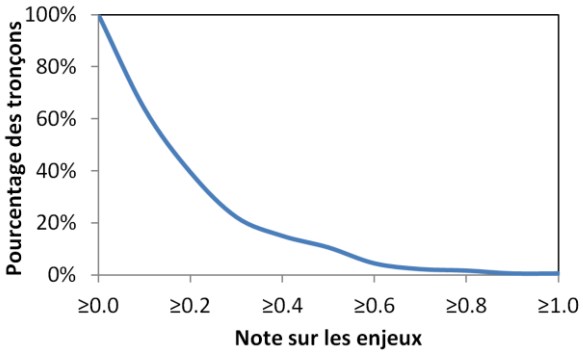


Figure 1. 30 : Distribution de la note d'enjeux pour la zone #1

I.5.5. Résultat des notes d'aléa

Pour chacun des 180 tronçons, les désordres de chaque catégorie ont été comptabilisés. La méthode retenue et les pondérations obtenues ont ensuite été utilisées pour déterminer la note d'aléa relative à chacun des tronçons. Les notes obtenues ont enfin été normalisées entre 0 et 1.

Nous pouvons constater sur la Figure 1.31 que peu de zones d'effondrement potentiel sont associées à de forts scores d'aléa. En effet, la moyenne des scores obtenus pour l'ensemble des tronçons est de 0,23 et seuls 40 % des tronçons dépassent le score de 0,5. Bien que ce score puisse paraitre faible, il peut, par exemple, correspondre à 2 fissures, 2 chutes de blocs par panneau, le radier érodé, la déformation d'un piédroit et un effondrement ou encore la déformation des piédroits, de la voûte et un effondrement pour un tronçon de 35 m. Par ailleurs, nous pouvons constater que seulement 13 % des tronçons (23/180) ne présentent aucun désordre.

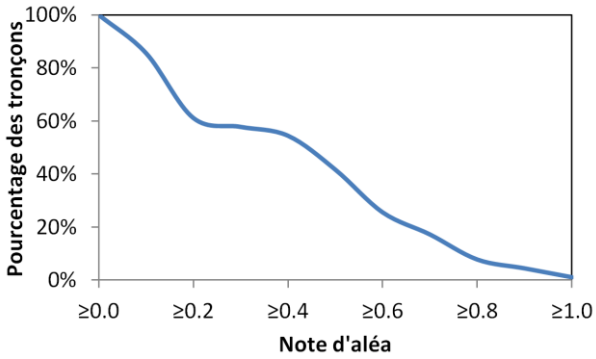


Figure 1. 31 : Distribution de la note d'aléa

I.5.6. Résultat des notes de risque

Les notes présentées précédemment pour les enjeux et les aléas ont été agrégées avec l'Equation 1.1 proposée par (UN/ISDR, 2004), les notes d'enjeux et d'aléa ayant été normalisées entre 0 et 1. Les notes de risque ont également été normalisées entre 0 et 1.

Nous pouvons constater, sur la Figure 1.32, que la moyenne des notes globales est très faible (0.1). En effet 45 % (81/180) des tronçons obtiennent un score nul du fait de l'absence d'enjeux ou d'aléa.

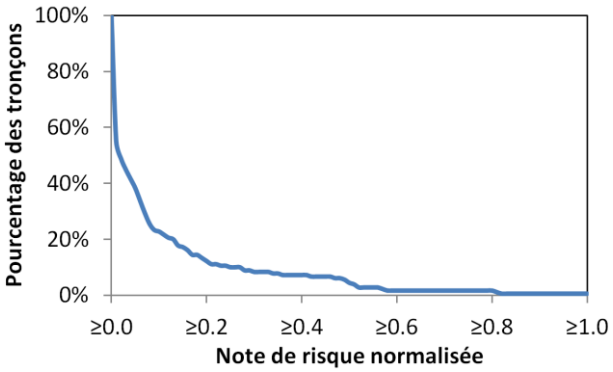


Figure 1. 32 : Distribution de la note de risque

55 % (99/180) des tronçons considérés présentent au moins un désordre et pourrait, en cas d'effondrement, détruire au moins un des types d'enjeux considérés dans l'étude.

L'étude ayant été menée sur 180 tronçons, les résultats ne seront pas présentés dans cette partie mais sont disponibles dans l'Annexe B. Nous pouvons cependant constaté que 20 % des tronçons représentent 80 % du risque cumulé.

Dans cette étude, le niveau de risque associé à 180 tronçons de ruisseaux couverts de 35 m a été calculé à partir de désordres qui s'y trouvent, des enjeux présents en surface et d'une pondération d'origine experte ou d'élus. Les données et les résultats obtenus dans cette étude ont été implémentés sur des couches virtuelles avec le logiciel QGIS en utilisant un système géodésique mondial (WGS 84). Nous pouvons résumer les informations implémentées sur des couches virtuelles de la façon suivante :

- Le tracé et les dimensions des 28 ouvrages étudiés ;
- Les 824 désordres relevés et répartis à l'intérieur de 7 catégories, une note d'aléa est associée à chacun d'eux ;
- Les 180 zones d'effondrement potentiel et les notes de risques associées ;
- Les 152 enjeux associés aux 180 zones d'effondrement potentiel (dont 84 routes et 52 habitations). Ces 152 enjeux sont répartis à l'intérieur de 8 catégories, une note d'enjeux est associée à chacun d'eux.

I.5.7. Evaluation de la capacité de l'analyse à estimer la probabilité d'occurrence des effondrements

L'utilisation de la méthode AHP, pour caractériser l'aléa à partir des désordres observés et de pondérations provenant d'experts et d'élus, permet d'aboutir à une note représentative de l'état actuel des ouvrages. La distribution des notes pour les tronçons effondrés et non effondrés est présentée dans la Figure 1.34. Cependant, nous pouvons nous questionner sur la capacité de cette approche à évaluer la probabilité d'occurrence des effondrements. Afin de l'évaluer, nous avons dissocié les désordres des effondrements et appliqué la méthode développée dans cette partie afin de calculer les notes d'aléa associées aux seuls désordres. Enfin, nous avons évalué si les notes obtenues permettaient de discriminer les ouvrages effondrés, des ouvrages non effondrés. La Figure

1.35 permet de comparer les notes obtenues pour les seuls désordres des tronçons effondrés et des tronçons non effondrés. Nous pouvons constater que la note obtenue ne permet pas de différencier les tronçons effondrés des tronçons non effondrés. Bien que cette approche de la notation des désordres permette de rendre compte de l'état actuel des ouvrages, elle ne permet pas, seule, d'estimer la probabilité d'occurrence des effondrements.

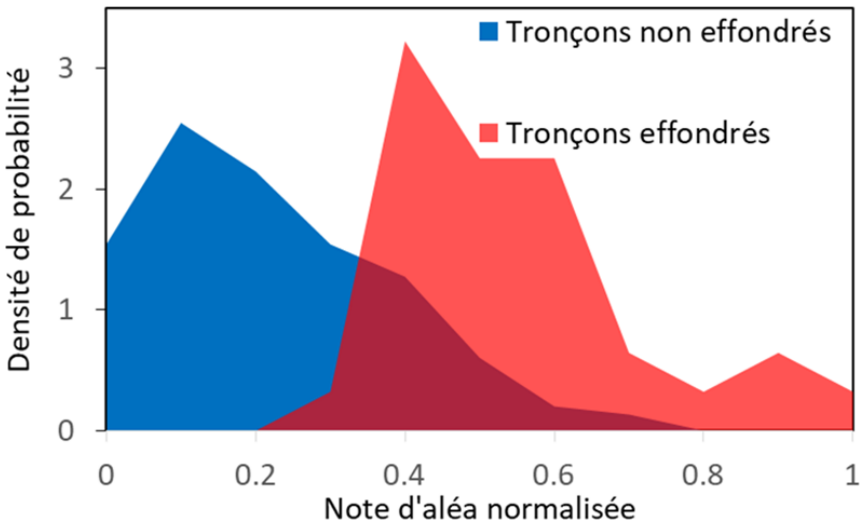


Figure 1. 33 : Distribution de la note d'aléa pour les tronçons effondrés et non effondrés

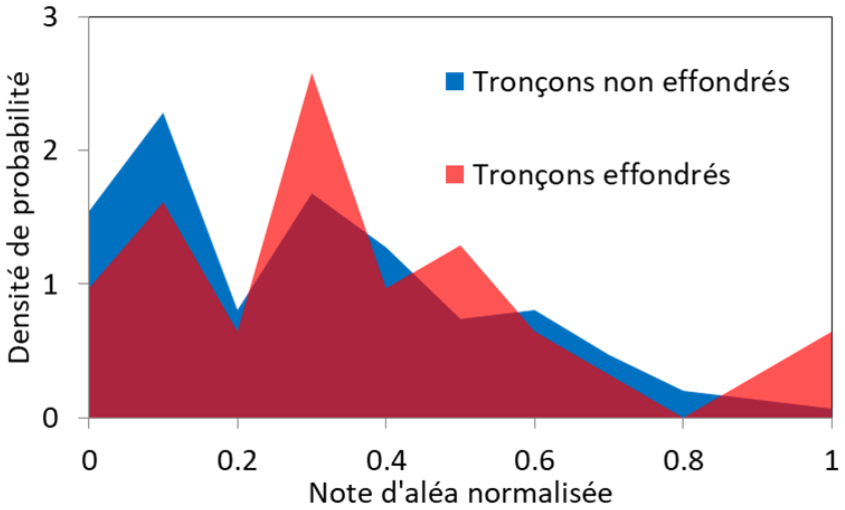


Figure 1. 34 : Distribution de la note d'aléa relatives aux seuls désordres pour les tronçons effondrés et non effondrés

I.5.8. Evaluation de l'incertitude sur l'estimation de la note de risque

La géolocalisation du tracé des ouvrages a été reprise à partir de relevés réalisés par des géomètres ou à partir d'observations de terrains. Cependant, il demeure une imprécision sur le positionnement de ces ouvrages. Les mesures effectuées sont également entachées d'une imprécision. Afin de l'évaluer, nous avons choisi de quantifier le rapport de la longueur estimée du tracé géolocalisé sur la longueur de l'ouvrage mesurée au décamètre lors des relevés (Tableau 1.15).

Tableau 1. 15 : Ecarts constatés entre la longueur mesurée et la longueur estimée des ruisseaux couverts et enjeux associés aux ouvrages

Nom ouvrage	Longueur moyenne (m)	Ecart (m)	Ecart (%)	Matériel	Energie	Habitation	Locaux_ind	Route_seco	ERP_3_5
Ruisseau couvert de la Tavernolle	57	0	1 %			1		1	3
Tunnel de Cornas - 2	19	0	2 %					1	
Affluent de la Trouche	39	0	1 %			2		2	
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	6	0	-1 %			2		5	
Ruisseau couvert de la Jasse - 2	75	1	-1 %			2		1	1
Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	72	1	-1 %			4		16	
Ruisseau couvert de Frayssinet	194	1	1 %					3	
Tunnel non inventorie de Brousse Varin	112	1	-1 %			3	4	14	
Tunnel du Terril de Champclauson - 2	52	3	-6 %					1	
Ruisseau couvert de la Jasse - 1	133	4	3 %			2		6	
Puits de Robiac aval	13	4	-4 %					6	
Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	367	5	-1 %	1		1	2	3	
Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	157	5	3 %					1	
Tunnel du Terril de Champclauson - 1	476	6	-1 %			4		1	
Ruisseau couvert de la Valette	254	6	-3 %			4		5	
Ruisseau couvert les Grottes - 1	39	8	-23 %					1	
Tunnel de Cornas - 1	7	8	13 %					1	
Ruisseau couvert Les Forges - 1	543	9	-2 %			7	1	5	
Plan incline des Oules	185	1	5 %			2		3	
Ruisseau couvert de la Vieille Valette	58	1	2 %			5		1	
Tunnel Pisani	118	12	9 %			7		7	1
Tunnel de Brousse Varin Est	8	13	16 %			1		9	
Ruisseau couvert La Cantonnade	34	17	-64 %	2	2	9	6	7	
Tunnel de Brousse Varin Ouest	157	27	-18 %					1	
Ruisseau couvert du Sans Nom	1716	33	-2 %				1	1	
Ruisseau couvert de Lascous	691	33	-5 %					2	
Ruisseau couvert de Chalmeton	285	44	-17 %			16	1	12	
Ruisseau couvert du ruisseau blanc	624	149	21 %			1		3	

Nous pouvons constater que dans la majorité des cas, l'écart constaté entre la longueur estimée des ouvrages et la longueur mesurée lors des relevés est faible (inférieur à 5 % dans 68 % des cas). Dans le cas des ouvrages dont le tracé a été réalisé par un géomètre (Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont, Aval, Frayssinet, la Valette, La Vieille Valette, le Sans Nom, l'écart estimé est très faible, de l'ordre de 1 à 2 %. Nous pouvons donc estimer que la méthode utilisée pour localiser les désordres est fiable. Cependant, il demeure une incertitude importante pour les ouvrages qui n'ont pas été correctement géolocalisés (Ruisseau couvert de Chalmeton, ruisseau blanc, la Cantonade). Par

ailleurs, nous pouvons constater que certains des ouvrages dont la localisation est mal connue (Tableau 1.15) pourraient être associés à de nombreux enjeux en surface (Ruisseau couvert de la Cantonnade et de Chalmeton).

I.6. Conclusion

L'étude des désordres et des enjeux a permis de constater que la totalité des ouvrages étudiés présentent au moins un désordre et au moins un enjeu associé en surface. Par ailleurs, 87 % des tronçons étudiés (157/180) présentent au moins un désordre et 64 % (115/180) sont associés à au moins un enjeu en surface. 52 habitations, 10 locaux industriels, 84 routes secondaires et 3 ERP de catégorie 3 à 5 se trouvent dans les zones d'effondrement potentiel des ruisseaux couverts étudiés. Ces données brutes relevées sur 28 des 72 ruisseaux couverts permettent de confirmer la pertinence du développement d'une analyse de risque effondrement propre aux ruisseaux couverts.

Dans cette partie, nous avons utilisé la méthode d'analyse multicritère AHP (Analytic Hierachy Process) pour tenter d'évaluer une note représentative de la probabilité d'occurrence des effondrements et une note représentative des enjeux présents dans la zone d'effondrement potentiel de chacun des tronçons. Les critères de ces analyses ont été déterminés à partir de la littérature et pondérés à partir de comparaisons par paires, réalisés par des experts publics, privés, universitaires ou des élus.

Cette méthodologie a été appliquée par tronçon de 35 m, aux 28 ouvrages les plus hauts du bassin houiller cévenol. Une note de risque a été attribuée aux 180 tronçons en fonction des désordres en présence et des enjeux de surface. Le tronçon ayant obtenu la plus haute note de risque présente: une déformation de la voûte, une déformation des piédroits sur une portion du tronçon et un effondrement des piédroits sur l'autre. La zone d'effondrement potentiel associée à ce tronçon comprend : des lignes électriques, un poste de transformation électrique alimentant en particulier la ville de Bessèges, des locaux industriels et une route.

Les distributions des enjeux et des désordres sont néanmoins très hétérogènes. La distribution des notes relatives aux enjeux et à la probabilité d'occurrence des effondrements permet de rendre compte de cette hétérogénéité. En effet, seuls 10 % des tronçons dépassent le score de 0.5 (sur 1) pour la partie enjeu et 40 % dépassent le score de 0.5 (sur 1) pour la partie probabilité d'occurrence. L'analyse de risque globale qui prend en compte la note d'aléa et d'enjeux permet de constater que 55 % (99/180) des tronçons présentent un score non nul. Ceci signifie que dans plus de la moitié des cas, des enjeux (habitations, routes, locaux industriels…), se trouvent dans la zone d'effondrement potentiel d'ouvrages déjà endommagés. La distribution du risque demeure néanmoins très hétérogène puisque que 20 % des tronçons représentent 80 % du risque cumulé.

La validité de la méthodologie d'estimation du risque développée dans cette partie repose sur la possibilité d'estimer la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts à partir des désordres s'y trouvant. Cependant, l'analyse rétroactive des désordres et des effondrements n'a pas permis de constater de relation forte entre ces éléments. De ce fait, si l'analyse de risque conduite dans cette

partie permet d'estimer une forme de risque lié à l'état actuel des ouvrages, elle ne permet pas d'évaluer le risque lié à la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts.

De ce fait, nous tenterons dans la partie suivante de déterminer statistiquement s'il existe un critère sur une variable, ou une combinaison de critères sur plusieurs variables, permettant d'estimer de manière fiable la probabilité d'occurrence des effondrements. Ces résultats pourront, par la suite, être implémentés à l'analyse du risque effondrement des ruisseaux couverts.

II. Analyses statistiques et détermination de la probabilité d'occurrence des effondrements

II.1. Introduction du chapitre

La première partie de ce manuscrit a permis de montrer qu'une pondération d'origine experte sur les désordres présents dans les ruisseaux couverts ne permettait pas efficacement de différencier les tronçons effondrés, des tronçons non effondrés. Dans cette deuxième partie, nous tenterons de déterminer statistiquement s'il existe un critère sur une variable ou sur plusieurs variables permettant de différencier les tronçons effondrés des tronçons non effondrés. Deux approches inférentielles seront successivement abordées, une approche mono-variée basée sur la significativité de corrélations partielles de rang et une approche multivariée utilisant la régression logistique et les arbres de classification.

II.2. Distribution des variables relevées et longueur des tronçons

II.2.1. Distribution des variables relevées

La campagne de mesures menée pendant l'été 2017 sur 29 ruisseaux couverts a permis de réaliser 2894 relevés. Ces relevés ont été inclus dans une base de données. Ils sont répartis de la manière suivante :

- 824 concernent les désordres et les effondrements
- 1454 concernent les caractéristiques géométriques et le positionnement des relevés
- 616 concernent les conditions de site

L'ensemble de ces relevés a été décrit par 19 variables. Ces variables ont été séparées en deux groupes. Le premier groupe est constitué des variables explicatives présentées ci-dessous :

- 2 variables qualitatives nominales :
  - La forme de la section transversale (condition de site)
  - La méthode de construction (condition de site)

- 2 variables qualitatives ordinales
  - La pente (condition de site)
  - La courbure (condition de site)

- 7 variables quantitatives discrètes
  - Le nombre de ruisseaux couverts annexes (condition de site)
  - L'occurrence de chacun des 6 types de désordres considérés

- 4 variables quantitatives continues
    - L'ouverture entre les piédroits (caractéristique géométrique)
    - La hauteur des piédroits (caractéristique géométrique)
    - La flèche (caractéristique géométrique)
    - La profondeur des ouvrages (caractéristique géométrique)

Le second groupe est constitué des variables à expliquer. Ce sont les 4 variables quantitatives discrètes présentées ci-dessous :

- L'occurrence des effondrements complets de la structure
- L'occurrence des effondrements des piédroits
- L'occurrence des effondrements à la sortie des ouvrages
- L'occurrence des effondrements de la voûte

Chacun des relevés relatifs à l'une de ces 19 variables a été positionné par rapport à l'entrée empruntée pour visiter l'ouvrage. (Le positionnement GPS de chacune de ces entrées est disponible en Annexe C)

Les distributions des variables quantitatives continues sont présentées dans la Figure 2.1, les distributions des variables qualitatives sont présentées dans la Figure 2.2 Les distributions des variables quantitatives discrètes, relatives à l'occurrence des désordres et des effondrements ont été présentées dans la Figure 1.27.

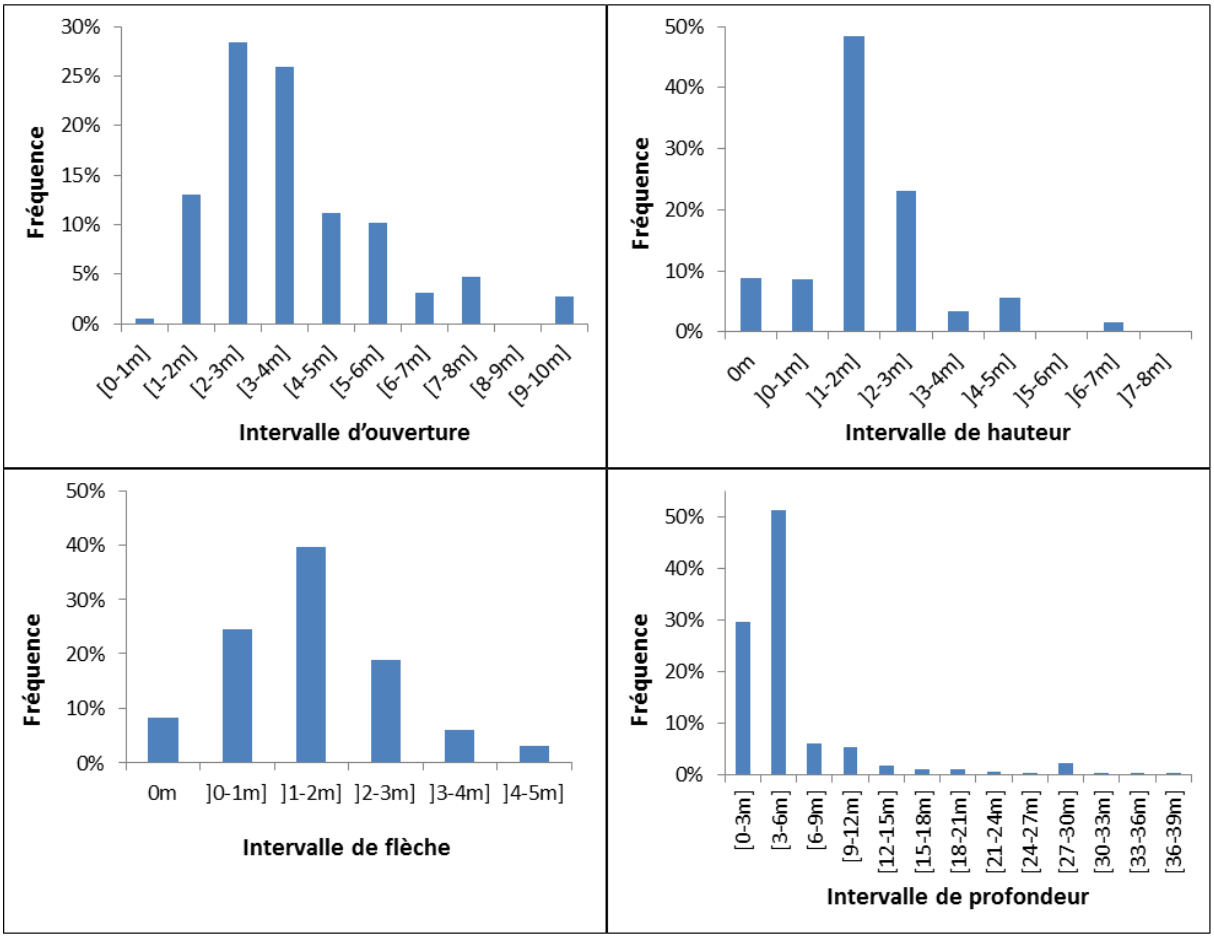


Figure 2. 1 : Distribution des variables quantitatives continues

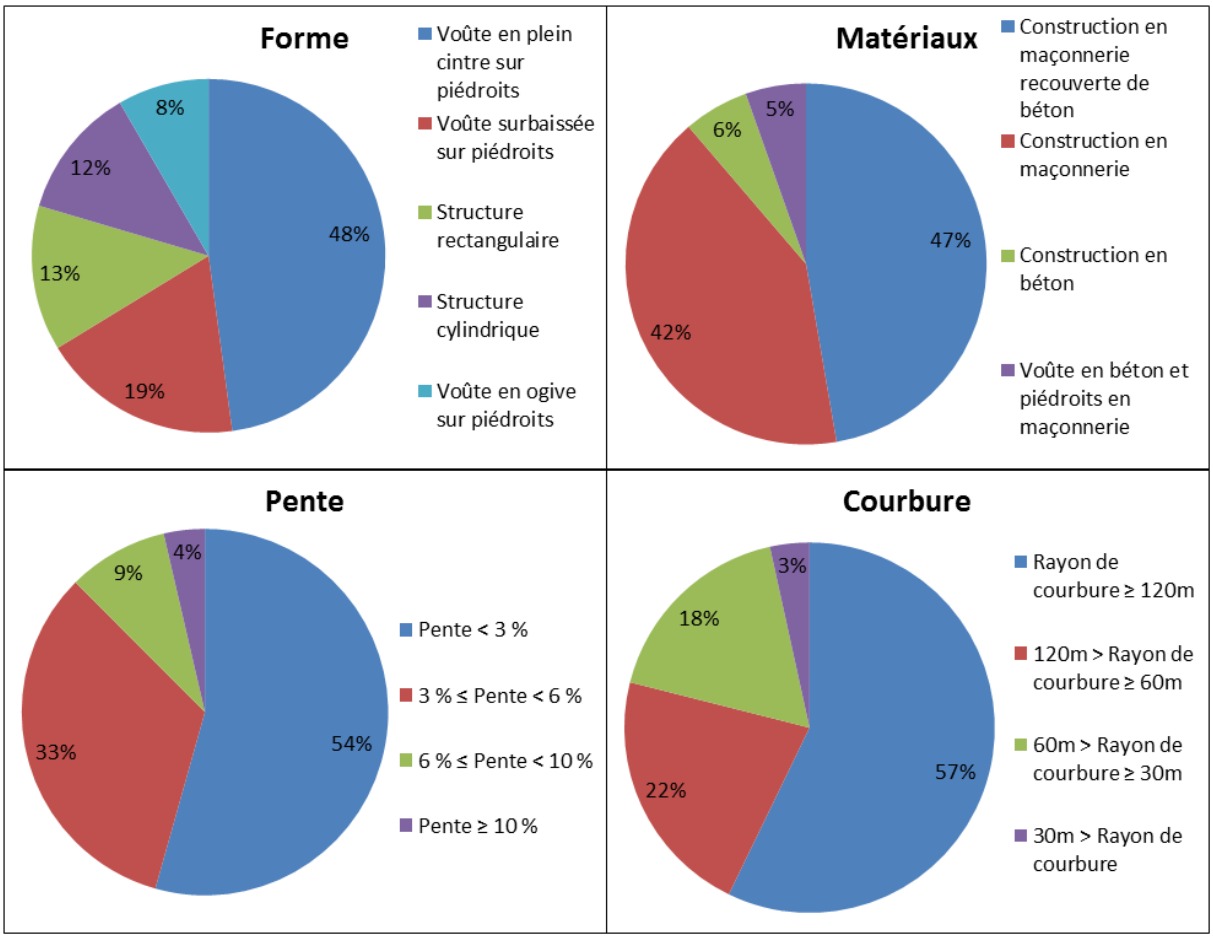


Figure 2. 2 : Distribution des conditions de sites

II.2.2. Longueurs des tronçons

Dans la première partie de ce manuscrit, la longueur des tronçons a été fixée arbitrairement à 35 m. La longueur des tronçons demeure néanmoins une variable dont il est nécessaire d'évaluer l'impact sur les résultats. Dans cette partie, différentes longueurs de tronçons seront considérées : 10 m, 20 m, 35 m et 50 m. Les jeux de données relatifs à ces longueurs de tronçons représentent respectivement : 623, 317, 190 et 140 individus (tronçons).

La plus faible longueur de tronçon (10 m) a été conditionnée par la longueur du plus petit effondrement constaté. La plus grande longueur de tronçon (50 m) a été conditionnée par la taille des ouvrages les moins longs. En effet un tronçon plus court que l'effondrement le moins long ne permettrait pas de réunir dans un même tronçon, l'effondrement et les désordres auxquels il est associé. Inversement, une longueur de tronçon supérieure à la longueur des plus petits ouvrages rendrait inappropriée la comparaison des différents tronçons.

II.3. Prérequis à l'analyse statistique

II.3.1.1. Les types de variables

Les différents types de variables peuvent être classés de la manière suivante:

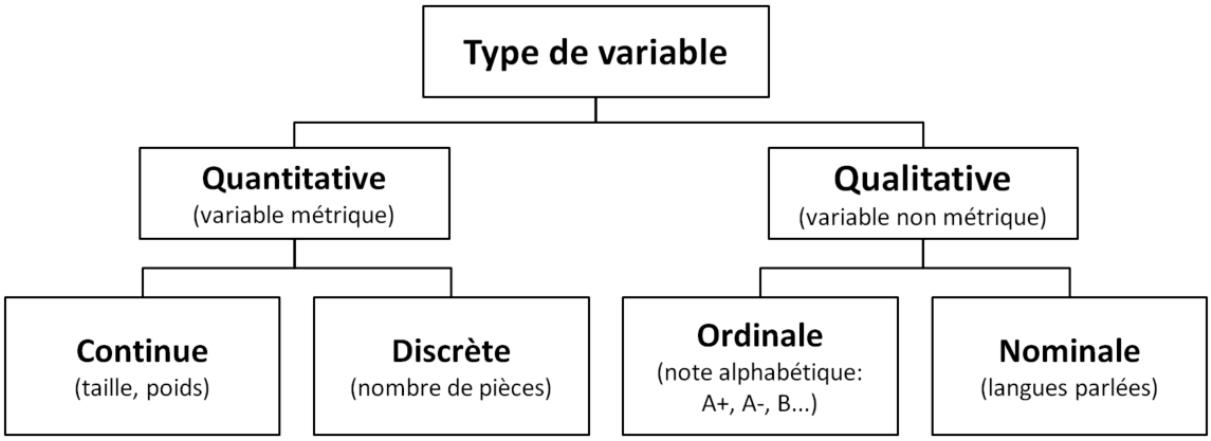


Figure 2. 3 : Les différents types de variables

II.3.1.2. Formalisation et utilisation de la distance euclidienne

La distance Euclidienne est notamment utilisée en classification afin de regrouper les individus ayant les caractéristiques les plus similaires.

Dans un espace Euclidien $\mathbb{R}_n$, $n\epsilon\mathrm{N}$, la distance Euclidienne entre un point X de coordonnées (x_1, x_2,…,x_n) et un point Y de coordonnées (y_1, y_2,…,y_n) s'exprime par (2.1):

$$d(X,Y) = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i - y_i)^2} \qquad (2.1)$$

II.3.1.3. Formalisation et utilisation de la notion d'inertie

L'inertie totale permet de quantifier la dispersion totale d'un nuage de points dans un espace à n dimensions, $n\epsilon\mathrm{N}$. Elle peut se définir de la manière suivante :
Dans un espace Euclidien $\mathbb{R}_n$, $n\epsilon\mathrm{N}$, l'inertie totale d'un nuage de m points X_i et de centre de gravité G s'exprime par (2.2):

$$I_G = \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} d^2(X_i, G) \qquad (2.2)$$

Avec $d(X_i, G)$ la distances Euclidienne entre X_i et G.

Dans un espace à une dimension, on ne parle pas d'inertie mais simplement de variance. L'inertie totale peut également être définie comme la somme des variances des variables étudiées. Ainsi si on appelle V la matrice de variance-covariance associée aux *n* variables étudiées, l'inertie totale est égale à la somme des termes diagonaux de la matrice diagonalisée de V. I_G peut alors s'écrire de la manière suivante (Equation 2.3):

$$I_G = Trace(V) \tag{2.3}$$

II.3.1.4. Généralisation de la notion de distance : utilisation de données centrées réduites

Lorsque les variables ne s'expriment pas toutes dans la même unité, les notions de distance comme d'inertie n'ont plus de sens puisque les valeurs ne sont pas comparables.

Pour pallier ce problème, on utilise la notion d'unité d'écart-type pour l'ensemble des variables en centrant et réduisant les données. Une variable centrée réduite est une variable dont les données ont été centrées sur la moyenne de la variable et, le résultat divisé par l'écart-type de la variable.

Pour une variable donnée, le centrage et la réduction d'une donnée s'obtiennent par l'Equation 2.4 :

$$\boldsymbol{x_{cr}} = \frac{\boldsymbol{x} - \overline{\boldsymbol{X}}}{\boldsymbol{\sigma}} \tag{2.4}$$

Avec : $\bar{X}$ la moyenne de la variable considérée,
σ l'écart-type de la variable.

La moyenne d'une variable centrée et réduite est nulle et son écart-type vaut 1. L'inertie totale d'un nuage de points dont les variables ont été centrées et réduites est donc égale au nombre de variables.

II.3.1.5. Formalisation du coefficient de corrélation linéaire de Pearson

Le coefficient de corrélation linéaire de Pearson (Pearson, 1896) entre deux variables X et Y est défini comme (2.5) :

$$\boldsymbol{r(X,Y)} = \frac{\boldsymbol{Cov(X,Y)}}{\boldsymbol{\sigma_X . \sigma_Y}} \tag{2.5}$$

Avec : Cov(X,Y) désigne la covariance des variables X et Y,
σ l'écart-type de la variable considérée.

Le coefficient de corrélation linéaire permet de mesurer l'intensité de la liaison linéaire entre deux variables quantitatives afin d'en contredire l'indépendance.

II.4. Matériels et méthodes : méthode statistique multivariée descriptive et univariée inférentielle

L'analyse en composantes principales et la distance Euclidienne sont deux méthodes permettant d'estimer la similarité entre différents individus ou groupes d'individus. Ces méthodes seront utilisées ici pour évaluer les similarités et les dissimilarités entre les différents types d'effondrements.

L'analyse de corrélations partielles est une méthode permettant de déterminer le degré d'association entre deux variables. Cette méthode sera utilisée ici pour déterminer les variables qui ont le plus d'influence sur chacun des types d'effondrement.

II.4.1. Principe de l'analyse en composantes principales

L'analyse en composantes principales (Pearson, 1901) permet de combiner linéairement des variables corrélées entre elles afin de réduire la dimension de l'espace de représentation des individus associés à ces variables. Ces combinaisons de variables sont appelées des ''composantes principales'', elles sont décorrélées les unes des autres. Les ''axes principaux'' associés aux composantes principales sont orthogonaux entre eux.

Les axes principaux s'obtiennent en calculant les vecteurs propres normalisés associés à la matrice de variance-covariance des variables considérées. Cette matrice est équivalente à la matrice des corrélations linéaires dans le cas du centrage et de la réduction des données. Les axes principaux sont ensuite classés en fonction de la proportion de l'inertie initiale qu'ils expliquent, ce qui revient à les classer en fonction de la valeur propre qui leur est associée. Il est alors possible de projeter les données sur chacun des axes principaux individuellement. Cependant, on interprète le plus souvent les résultats dans un plan formé par deux des axes (en général ceux expliquant la plus grande proportion de la variance totale).

En pratique, cette méthode permet de visualiser la projection des variables et des individus dans un espace à deux dimensions qui maximise la proportion expliquée de l'inertie du nuage de points initiaux. Il est alors possible d'interpréter visuellement les corrélations entre les variables, la contribution des individus à ces corrélations ou encore les variables qui séparent le mieux des groupes d'individus différents.

II.4.2. Analyse des corrélations partielles de rang

II.4.2.1. Analyse des corrélations partielles

L'analyse des corrélations partielles (Fisher, 1924) permet de mesurer les corrélations entre deux variables comme si l'ensemble des autres variables étaient constantes, c'est-à-dire en éliminant les effets des autres variables. Cela permet de quantifier le degré d'association entre deux variables, là

où l'analyse des corrélations permet simplement de quantifier leur dépendance. Les corrélations partielles se calculent à partir des corrélations standards de la façon suivante (Whittaker, 1990) :

Soit *R* la matrice de corrélation associée aux n variables $X_1,..,X_n$. Soit Q la matrice inverse de *R*.
Le coefficient r_{ij} est le terme de la i^{ème} ligne et de la j^{ème} colonne de la matrice R.
Le coefficient q_{ij} est le terme de la i^{ème} ligne et de la j^{ème} colonne de la matrice Q.
La matrice des corrélations partielles associée aux n variables $X_1,..,X_n$ est définie par (2.6):

$$\forall i,j\in[1,n]: \quad p_{ij} = -\frac{r_{ij}^{-1}}{\sqrt{r_{ii}^{-1}}\cdot\sqrt{r_{jj}^{-1}}} \tag{2.6}$$

II.4.2.2. Utilisation des corrélations de rang pour l'analyse des corrélations partielles

Pour mener l'analyse des corrélations partielles, il est nécessaire de définir auparavant le coefficient de corrélation le plus adapté aux données considérées. Le coefficient de corrélation le plus utilisé est le coefficient de corrélation de Pearson. Cependant, celui-ci devient inadapté lorsque la relation entre les deux variables n'est pas linéaire, ce qui est notamment le cas pour des variables ordinales ou discrètes. Dans ce cas, on a recours aux corrélations de rang. Trois coefficients de corrélation sont principalement utilisés pour les corrélations de rang : le coefficient de corrélation de Spearman (Spearman, 1906, 1904), le coefficient de corrélation de Kendall (τ_a) (Kendall, 1938), le coefficient de corrélation b de Kendall (τ_b) (Kendall, 1945).

Le coefficient de corrélation de Spearman se calcule de la manière suivante (2.7):

$$\boldsymbol{r_s(X,Y) = \frac{Cov(rg_X, rg_Y)}{\sigma_{rg_X}.\sigma_{rg_Y}}} \tag{2.7}$$

Avec : $Cov(rg_X, rg_Y)$ qui désigne la covariance des variables de rang X et Y
σ_{rg_X} et σ_{rg_Y} sont les écarts-type des variables de rang X et Y

Le coefficient de corrélation de Kendall se calcule de la manière suivante :
Soit un ensemble de *n* paires d'observations de 2 variables X et Y, $n\in N:(x_2, y_2), \ldots, \left(x_{n-1}, y_{n-1}\right), (x_n, y_n)$.Le coefficient de corrélation de Kendall s'exprime de la manière suivante (2.8):

$$\tau_{(X,Y)} = \frac{2}{n(n-1)} \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^{n} sign[(x_j - x_i).(y_j - y_i)] \tag{2.9}$$

Avec:$\forall$ z ϵ $\mathbb{R}$:

- si z>0: sign(z)= 1

- si z<0: sign(z)= -1
- si z=0: sign(z)= 0

$\frac{n(n-1)}{2}$ est le nombre total de combinaisons entre les n paires d'observations des deux variables.

Le coefficient de corrélation b de Kendall (τ_b) est une amélioration du coefficient de corrélation (τ_a) de Kendall en présence d'ex-æquos, ce qui est souvent le cas en présence de variables ordinales ou discrètes. Le coefficient de corrélation b de Kendall (τ_b) peut être défini en fonction du coefficient de corrélation de Kendall (τ_a) (2.10):

$$\tau_{b(X,Y)} = \frac{\tau_{a(X,Y)}}{\sqrt{\tau_{a(X,X)} . \tau_{a(Y,Y)}}} \qquad (2.10)$$

Bien que ces trois coefficients soient utilisables pour calculer des corrélations de rang, le coefficient de corrélation b de Kendall (τ_b) est celui qui est le plus pertinent lorsque les variables sont ordinales (Laurencelle, 2016). Nous utiliserons donc le coefficient de corrélation partiel du τ_b de Kendall.

II.4.2.3. Test de significativité et significativité des corrélations partielles du τ_b de Kendall

Afin d'estimer la significativité des corrélations partielles obtenues, un test de significativité consistant à déterminer la probabilité associée à une corrélation peut être utilisé. Dans le cas du coefficient de corrélation partiel de Kendall, cela consiste à déterminer la probabilité associée à une corrélation sous l'hypothèse de deux variables indépendante suivant des distributions normales centrées réduites (Test Z). Pour ce faire, le coefficient de corrélation doit être réduit en le divisant par son écart-type théorique (SE) (Kim, 2015), défini par (2.11):

$$SE = \sqrt{\frac{2.(2N-2g+1)}{9.(N-g-2).(N-g+1)}} \qquad (2.11)$$

Avec : N le nombre d'observations des variables considérées et g le nombre de variables fixées.

Le score obtenu (score Z) peut être associé à une probabilité en utilisant la table de la loi normale centrée réduite. La probabilité obtenue s'appelle la *p-value*, elle peut être interprétée comme la probabilité que l'indépendance entre les deux variables (hypothèse nulle) soit rejetée par erreur. La dépendance entre les deux variables (hypothèse alternative) est supposée vraie quand la *p-value* est inférieure à un seuil arbitraire généralement de l'ordre de 1 % ou 5 % tel que proposé par Fisher (1934).

II.5. Analyses préliminaires

II.5.1. Regroupement des types d'effondrement similaires

Quatre types d'effondrement ont été relevés et implémentés dans une base de données. Cependant le nombre d'individus des effondrements les moins représentés ne permet pas de conduire une analyse des corrélations partielles (2 effondrements de la voûte, 4 effondrements complets de la structure, 6 effondrements à la sortie des ouvrages et 36 effondrements des piédroits). Par conséquent, pour comparer et éventuellement associer les types d'effondrements similaires ou associés aux mêmes variables, nous avons conduit une étude préliminaire basée sur les variables explicatives quantitatives continues (ouverture, flèche, hauteur des piédroits et profondeur). Cette étude préliminaire a été conduite en deux phases. Premièrement, nous avons calculé la distance Euclidienne entre les barycentres de chaque type d'effondrement afin d'évaluer les types d'effondrement les plus proches. Deuxièmement, la projection des effondrements sur le plan factoriel principal d'une ACP réalisée sur l'ensemble des individus a été utilisée pour visualiser la distribution des effondrements autour du barycentre de tous les individus et confirmer la hiérarchisation initiale. Cette méthode permet, également, de visualiser les variables qui contribuent le plus à la séparation des différents types d'effondrements.
Dans un premier temps, la longueur des tronçons a été fixée à 35 m. La pertinence du choix de cette valeur sera vérifiée par la suite.

Tableau 2. 1 : Distance Euclidienne entre les différents types d'effondrement

	Effondrement à la sortie	Effondrement des piédroits	Effondrement de la voûte
Effondrement complet de la structure	11 m	4 m	13 m
Effondrement de la voûte	8 m	17 m	
Effondrement des piédroits	15 m		

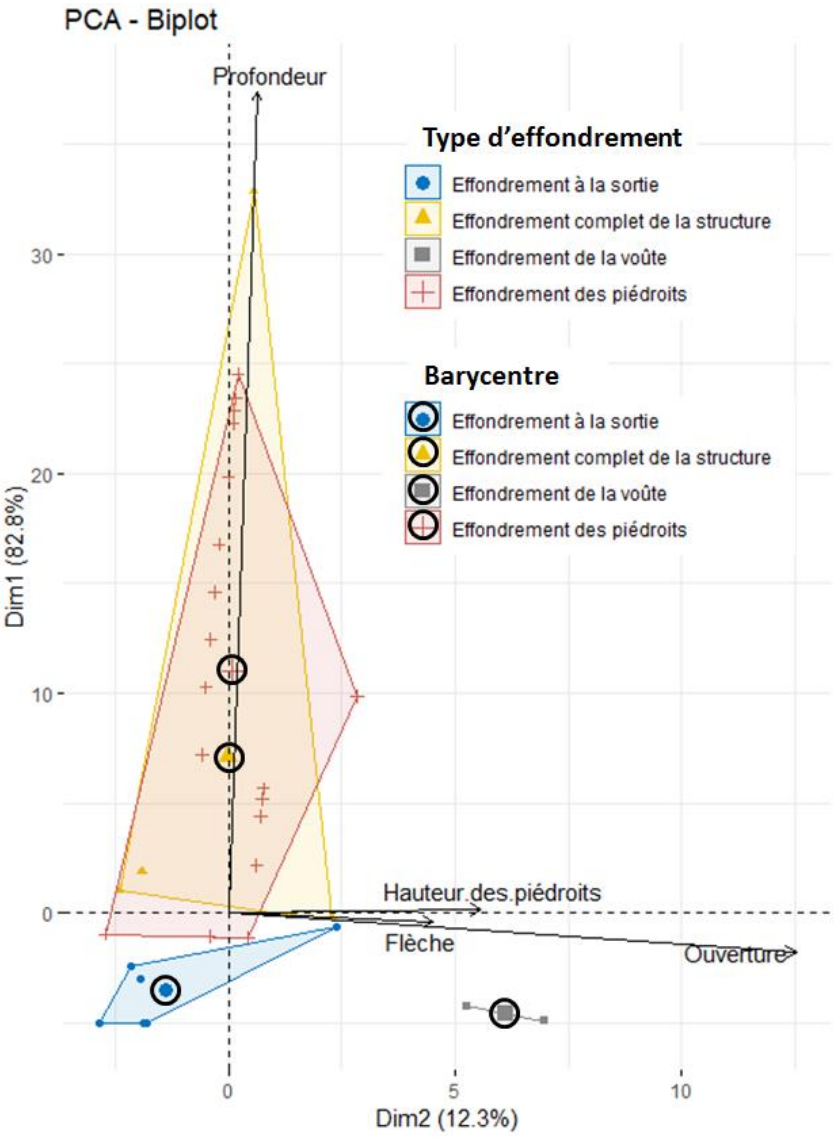


Figure 2. 4 : Graphe des individus (types d'effondrements) et des variables (profondeur, ouverture, flèche, hauteur des piédroits) d'une analyse en composantes principales

L'effondrement complet de la structure et l'effondrement des piédroits sont les deux effondrements les plus proches en termes de distance Euclidienne (Tableau 2.1). Ils présentent également une distribution similaire des individus sur le plan factoriel principal (Dim1-Dim2) (Figure 2.4). On peut considérer que ces deux types d'effondrements correspondent à deux stades distincts d'un même phénomène. Par conséquent, les effondrements des piédroits et de la structure complète seront regroupés dans une même catégorie d'effondrements qui sera désignée par ''première classe d'effondrements''. Cette classe d'effondrements contient 83 % du nombre total d'effondrements observé.

L'effondrement à la sortie et l'effondrement de la voûte constituent la deuxième paire d'effondrements les plus proches en termes de distance Euclidienne (Tableau 2.1). Leurs distributions sont seulement similaires sur l'axe Dim2 (Figure 2.4). Cependant, même si l'effondrement de la voûte se produit pour des sections d'ouvrages plus petites, les deux types

d'effondrements n'ont été observés qu'à la sortie des ouvrages. Par conséquent, ces deux types d'effondrements ont été regroupés dans une même catégorie d'effondrements qui sera désignée par ''seconde classe d'effondrements''. Cette classe d'effondrements contient 17 % du nombre total d'effondrements observé.

La Figure 2.4 montre que la variable *profondeur* permet de séparer les deux types différents d'effondrements. Les effondrements des piédroits et les effondrements complets de la structure se produisent à des profondeurs supérieures à la moyenne. Inversement, les effondrements à la sortie et les effondrements de la voûte se produisent à des profondeurs inférieures à la moyenne. Bien que l'ACP permette d'affirmer l'influence de la profondeur sur l'occurrence des effondrements, elle ne permet pas de conclure quant à l'influence relative des variables quantitatives continues, discrètes et ordinales qui n'ont pas été considérées dans l'analyse. Afin de quantifier et de comparer l'influence de ces variables avec une unique méthode, une analyse des corrélations partielles a été réalisée.

II.5.2. Détermination de la longueur de tronçon optimale

Afin de déterminer l'influence de la longueur des tronçons dans l'analyse des corrélations partielles, nous avons comparé la somme des corrélations partielles significatives avec les deux classes d'effondrement retenues, pour chacune des longueurs retenues (10 m, 20 m, 35 m, 50 m). Dans un premier temps, la *p-value* seuil a été fixée à 1 % (Fisher, 1934). La pertinence du choix de cette valeur sera vérifiée par la suite. Conformément à l'observation faite sur la Figure 2.5, la longueur de section qui maximise la somme des corrélations partielles significatives est 35 m. Cette longueur sera donc utilisée pour le reste de l'étude. La base de données mise en forme pour des tronçons de 35 m est disponible dans l'annexe A.

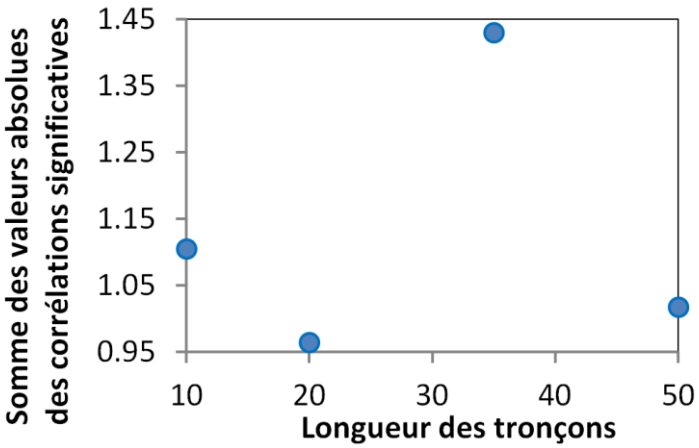


Figure 2. 5 : Influence de la longueur des tronçons

Les corrélations partielles significatives obtenues pour les tronçons de 35 m contiennent 100 % des corrélations partielles significatives obtenues pour les tronçons de 20 m et de 50 m, alors que les tronçons de 20 m et 50 m n'ont que 60 % de corrélations partielles significatives communes. Les corrélations partielles significatives obtenues pour les tronçons de 35 m contiennent 71 % des corrélations partielles significatives obtenues pour les tronçons de 10 m.

II.5.3. Détermination de la p-value optimale

Un seuil de significativité avec un seuil de *p-value* fixé à 1 % est couramment utilisé. Cependant fixer un seuil arbitrairement peut mener à accepter ou rejeter une ou plusieurs corrélations partielles pour une très faible différence de probabilité. Une différence infinitésimale du seuil de *p-value* pourrait donc avoir une influence importante sur les résultats de l'étude. De manière à définir un seuil de significativité suffisamment bas pour garantir la significativité des corrélations partielles tout en limitant son effet discriminant, nous avons évalué l'influence du seuil de p-value considéré sur le nombre de corrélations partielles significatives pour des tronçons de 35 m.

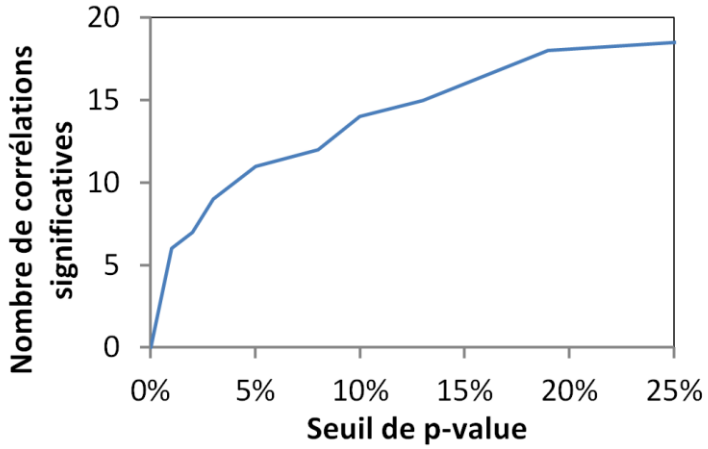


Figure 2. 6 : Influence du seuil de p-value

L'influence du seuil de *p-value* sur le nombre de corrélations partielles significatives est maximum entre 0 et 0,8 % (Figure 2.6). Par conséquent, le choix d'une *p-value* seuil de 1 % permet de garantir la significativité des corrélations partielles tout en limitant son effet discriminant. Ce seuil de p-value sera donc conservé pour la suite de l'étude.

II.6. Résultats de l'analyse des corrélations partielles

Les matrices des corrélations partielles significatives ont été calculées pour des longueurs de tronçon de 35 m en utilisant un seuil de p-value de 1 % conformément à l'étude préliminaire précédente. Seules les corrélations partielles dont la probabilité associée est supérieure au seuil de significativité ont été affichées dans les graphiques suivants.

La Figure 2.7 présente les valeurs des corrélations partielles significatives entre les différentes catégories de désordres et effondrements.

	Effondrement complet et des pièdroits	Effondrement à la sortie et de la voûte	Basculement	Déformation des piédroits	Déformation de la voûte	Erosion du radier	Chute de blocs
Fissure						18%	22%
Chute de blocs				25%			
Erosion du radier		19%					
Déformation de la voûte				14%			
Déformation des piédroits	14%						
Basculement		21%					
Effondrement à la sortie et de la voûte							

Figure 2. 7 : Corrélations partielles significatives entre les différentes catégories de désordre.

La Figure 2.7 permet de constater les points suivants :

- Seulement 25 % (7/28) des corrélations entre les différents types de désordres et effondrements sont significatives.
- En moyenne, les corrélations constatées sont faibles. En effet, la moyenne des valeurs absolues des corrélations partielles significatives est de 19 %.
- Toutes les corrélations partielles significatives entre les différents types de désordres et d'effondrements sont positives, ce qui signifie que certains désordres ou effondrements peuvent apparaitre de façon conjointe.
- Les effondrements de première classe (effondrements des piédroits et de la structure complète) sont corrélés significativement mais faiblement (à hauteur de 75 % de la corrélation partielle significative moyenne) avec la déformation des piédroits.
- Les effondrements de deuxième classe (effondrements à la sortie et de la voûte) sont corrélés négativement (de l'ordre de la moyenne des corrélations partielles significatives) avec l'érosion du radier et avec le basculement de la structure.

La Figure 2.8 présente les corrélations partielles significatives entre les caractéristiques géométriques et les différents types de désordres et effondrements.

	RC annexe	Ouverture	Hauteur des piédroits	Flèche	Courbure	Pente	Profondeur
Fissure			-18%			16%	
Chute de blocs							
Erosion du radier							
Déformation de la voûte			-16%				
Déformation des piédroits							
Basculement							
Effondrement à la sortie et de la voûte					-15%		-20%
Effondrement complet et des pièdroits						-17%	37%

Figure 2. 8 : Corrélations partielles significatives entre les différentes catégories de désordre et les caractéristiques géométriques.

La Figure 2.8 permet de constater les points suivants :

- Seulement 16 % (7/56) des corrélations entre les caractéristiques géométriques et les différents types de désordres et effondrements sont significatives.
- En moyenne, les corrélations constatées sont faibles. En effet, la moyenne des valeurs absolues des corrélations partielles significatives est de 19 %.
- La plus importante corrélation partielle significative (37 %) intervient entre la profondeur et les effondrements de première classe (effondrements des piédroits et de la structure

complète). Cette corrélation partielle est deux fois plus importante que la corrélation partielle significative moyenne.

- La plus importante corrélation partielle significative négative (-20 %) intervient entre la profondeur et les effondrements de deuxième classe (effondrements à la sortie et de la voûte)
- La corrélation partielle significative négative entre la hauteur des piédroits et la présence de fissures et de déformation de la voûte pourrait signifier que l'augmentation de la hauteur des piédroits pourrait réduire l'occurrence des fissures et des déformations de la voûte.

II.6.1. Discussion de l'analyse des corrélations partielles significatives

Dans cette partie, les quatre types d'effondrement observés lors de la campagne de relevés réalisée à l'intérieur de 29 ruisseaux couverts ont été regroupés en deux classes d'effondrements. L'analyse des corrélations partielles significatives entre les caractéristiques géométriques, les désordres et ces deux classes d'effondrements a permis d'aboutir aux résultats suivants :

Concernant les effondrements de la deuxième classe (17 % du nombre total d'effondrements), quatre résultats principaux peuvent être soulignés :

- Il n'existe pas de variable seule dont la corrélation partielle avec ce type d'effondrements est suffisante pour en expliquer l'occurrence.
- Tous les effondrements de la deuxième classe se sont produits à la sortie des tunnels. De plus, l'analyse en composante principale et l'analyse des corrélations partielles significatives ont montré que ce type d'effondrements se produit principalement pour de faibles profondeurs. Ces résultats suggèrent qu'un chargement insuffisant de la structure à la sortie de l'ouvrage favorise l'occurrence de ce type d'effondrements.
- Ce type d'effondrement est significativement corrélé avec l'érosion du radier et la déformation généralisée de la structure. On peut faire l'hypothèse que ces désordres sont probablement les éléments déclencheurs de l'effondrement pour des sorties d'ouvrages faiblement chargées.
- Deux corrélations partielles significatives négatives ont été obtenues entre la hauteur des piédroits et l'occurrence de fissures et de la déformation de la voûte. Cependant, il est difficile de trouver une justification mécanique à ce phénomène. Il est plus probable que la hauteur totale des ouvrages qui peut atteindre 9 m puisse diminuer la visibilité des fissures et des déformations. Ce résultat est donc probablement un biais de mesure. Une attention particulière devra donc être donnée pour la détection de la déformation à la sortie pour des ouvrages de hauteur importante.

Concernant les effondrements de la première classe (83 % du nombre total d'effondrements), quatre résultats principaux peuvent être soulignés :

- Bien que la corrélation partielle avec la profondeur soit importante, il n'existe pas de variable seule dont la corrélation partielle avec ce type d'effondrements est suffisante pour en expliquer l'occurrence.
- L'effondrement des piédroits représente 90 % du nombre total d'effondrements de cette classe. De plus, du fait de la similarité de la distribution des effondrements des piédroits et

des effondrements complets, sur le plan factoriel principal de l'ensemble des individus, on peut raisonnablement faire l'hypothèse que l'effondrement complet des structures est lié à l'effondrement des piédroits.

- L'analyse en composante principale et l'analyse des corrélations partielles montrent que, parmi les variables considérées, la profondeur est la variable ayant la plus importante corrélation avec l'occurrence de ce type d'effondrement. Cela pourrait suggérer qu'un chargement trop important des piédroits pourrait être la cause des effondrements de première classe.
- La déformation des piédroits est le seul désordre corrélé (faiblement) avec ce type d'effondrements. Cependant, la déformation des piédroits n'est pas corrélée avec la profondeur alors que les effondrements de la première classe le sont de manière importante. Par conséquent, ils n'ont, en moyenne, pas la même origine. Il semble donc difficile d'utiliser la présence de ce désordre comme critère d'occurrence de ce type d'effondrements.

II.6.2. Conclusion

Dans cette partie, nous avons mis en évidence la présence de deux types d'effondrements distincts. Le premier (composé des effondrements de première classe) semble être lié à un chargement excessif sur les piédroits, quand le second (composé des effondrements de seconde classe) semble être lié à la propagation de désordres dans des sorties d'ouvrages faiblement chargées. Bien que différentes variables soient corrélées significativement avec ces effondrements, aucune paire de ces variables ne présente une corrélation suffisante pour expliquer l'occurrence de l'un des désordres. Dans la deuxième section de ce chapitre, nous tenterons donc de déterminer statistiquement s'il existe une combinaison de variables ou une combinaison de critères sur plusieurs variables permettant de différencier statistiquement les tronçons effondrés des tronçons non effondrés.

II.7. Matériels et méthodes : Méthodes statistiques multivariées inférentielles

Afin de déterminer s'il existe une combinaison de variables ou une combinaison de critères sur différentes variables permettant de distinguer les tronçons effondrés des tronçons non effondrés, il est nécessaire de sélectionner une ou plusieurs méthodes permettant de réaliser une analyse statistique explicative, interprétable, multivariée, supervisée sur des données quantitatives ou/et qualitatives. Deux méthodes vont être utilisées : l'analyse discriminante et les arbres de classification.

II.7.1. Prérequis des méthodes utilisées : matrice de confusion et validation croisée

II.7.1.1. Matrice de confusion et indicateurs associés

Une matrice de confusion est un outil qui permet de mesurer la qualité d'une méthode classification. Chaque ligne de la matrice correspond à une classe réelle et chaque colonne correspond à une classe estimée. Dans le cas d'une variable à expliquer binaire, elle s'organise de la manière suivante :

Tableau 2. 2 : Matrice de confusion type

		Classe estimée	
		1	0
Classe réelle	1	Vrais Positifs (VP)	Faux Négatifs (FN)
	0	Faux Positifs (FP)	Vrais Négatifs (VN)

A partir de la matrice de confusion, la précision, l'erreur, la sensibilité et le F score peuvent être utilisés pour décrire la qualité de la discrimination :

- La précision : Proportion d'individus bien classés (2.12)

$$Précision = \frac{VP + VN}{VP + FN + FP + VN} \quad (2.12)$$

- L'erreur : Proportion d'individus mal classés (2.13)

$$Erreur = 1 - Précision \quad (2.13)$$

- La sensibilité ou rappel : Moyenne de la précision de chacune des classes (2.14)

$$Sensibilité = \frac{1}{2}.\left[\frac{VP}{VP + FN} + \frac{VN}{FP + VN}\right] \quad (2.14)$$

- Le F1-score : Moyenne harmonique de la précision et de la sensibilité (2.15)

$$Fscore = \frac{2.[Précision\,.Sensibilité]}{Précision + Sensibilité}. \quad (2.15)$$

Le F1-score permet de rendre compte à la fois de la précision globale du classement et également de l'homogénéité de la précision pour chacune des classes. Cet indicateur devient pertinent lorsque la

répartition des individus entre les différentes classes est hétérogène, il est cependant plus difficile à interpréter.

II.7.1.2. Validation Croisée

La validation croisée est une méthode d'estimation de la fiabilité d'un modèle statistique. Différentes méthodes existent mais toutes sont basées sur des techniques d'échantillonnage. Elles utilisent au moins un ensemble d'apprentissage et un ensemble de test sur lequel l'erreur du modèle est estimée. En voici les trois principales variantes :

- « Split sample » Dans cette méthode on sépare les n individus en deux sous-ensembles. Le premier ensemble (typiquement de 60 à 80 % des individus) est utilisé comme ensemble d'apprentissage. Le second est utilisé comme ensemble de test.

- « k-fold cross-validation » Dans cette méthode, on sépare les n individus en k sous-ensembles (typiquement k=10). L'un des k sous-ensembles est utilisé comme ensemble de test et les k-1 autres sont utilisés comme ensemble d'apprentissage. On reproduit l'opération k fois afin d'utiliser successivement chacun des k ensembles comme ensemble de test. L'erreur globale est alors une combinaison des k erreurs estimées sur les k modèles.

- « Leave-one-out-cross-validation » Cette méthode est un cas particulier de la méthode précédente pour laquelle k=n.

II.7.2. La régression logistique binaire

II.7.2.1. Fondement théorique

La régression logistique binaire est une technique d'apprentissage supervisée qui permet de prédire la valeur d'une variable binaire à partir d'un ensemble de variables quantitatives et binaires (Rakotomalala, 2015). Cette méthode repose sur l'hypothèse fondamentale suivante (2.16):

$$ln\left[\frac{P(X/Y=1)}{P(X/Y=0)}\right] = b_0 + b_1.X_1 + b.X_2 + \cdots + b_n.X_n \qquad (2.16)$$

Avec Y la variable binaire à expliquer
$X_1, X_2, \ldots, X_n$n variables explicatives quantitatives ou binaires
$b_1, b_2, \ldots, b_n$n coefficient associés aux n variables $X_1, X_2, \ldots, X_n$
$X = (X_1, X_2, \ldots, X_n)$
$P(X/Y = 1)$ est la distribution conditionnelle des X sachant que Y = 1

Une large gamme de distributions répond à cette hypothèse (loi normale, exponentielle, discrète, Beta, Gamma, Poisson)

La régression logistique binaire peut également être écrite en utilisant la fonction logit (2.17):

$$ln\left[\frac{P(Y=\ 1/X)}{P(Y=\ 0/X)}\right] = a_0 + a_1.X_1 + a_2.X_2 + \cdots + a_n.X_n \qquad (2.17)$$

Avec $P(Y=\ 1/X)$est la probabilité *a postériori* d'obtenir Y=1 sachant X

$\frac{P(Y=1/X)}{P(Y=0/X)}$ désigne un rapport de chance nommé "odds"

$X_1, X_2, \ldots, X_n$n variables explicatives quantitatives ou binaires

$b_1, b_2, \ldots, b_n$n coefficient associé aux n variables $X_1, X_2, \ldots, X_n$

$X = (X_1, X_2, \ldots, X_n)$

$a = (a_1, a_2, \ldots, a_n)$

Il est alors possible de calculer $P(Y=\ 1/X)$ de la façon suivante (2.18):

$$P(Y=\ 1/X) = \frac{e^{a_0+a_1.X_1+a_2.X_2+\cdots+a_n.X_n}}{1+e^{a_0+a_1.X_1+a_2.X_2+\cdots+a_n.X_n}} \qquad (2.18)$$

Avec $a_0 + a_1.X_1 + a_2.X_2 + \cdots + a_n.X_n$ définie dans l'intervalle $]-\infty;\ +\infty[$ et $0 \leqslant P(Y=\ 1/X) \leqslant 1$.

II.7.2.2. Estimation des paramètres

Les paramètres optimaux de la régression logistique sont les paramètres qui maximisent la vraisemblance des individus. Ces paramètres sont obtenus itérativement en utilisant l'algorithme de Newton Raphson pour optimiser le logarithme de la vraisemblance des individus.

Pour un individu w, on peut modéliser la probabilité de la façon suivante (2.19):

$$P(Y(w)/X(w)) = \pi^y.(1-\pi)^{(1-y)} \qquad (2.19)$$

Avec : $\pi = P(Y(w) = 1/X(w))$

$1-\pi = P(Y(w) = 0/X(w))$

Y dont la notation complète est y(w) est la valeur de la variable Y prise par l'individu w

La vraisemblance (L) se définit de la façon suivante (2.20) :

$$L = \prod_w P(Y(w)/X(w)) = \prod_w \pi^y.(1-\pi)^{(1-y)} \qquad (2.20)$$

Pour simplifier les calculs on utilise le logarithme de la vraisemblance (LL) (2.21):

$$LL = \log(L) = \sum_w y.\ln(\pi) + (1-y).\ln(1-\pi) \qquad (2.21)$$

L'algorithme de Newton-Raphson permet d'optimiser le logarithme de la vraisemblance en itérant sur le vecteur de paramètres $\vec{a}$= (a_1, a_2, …, a_n). Un vecteur $\vec{a}$ quelconque est utilisé pour initialiser le calcul, puis on itère de la façon suivante (2.22):

$$a^{i+1} = a^i - \left(\frac{\partial^2 LL}{\partial a . \partial a'}\right)^{-1} . \frac{\partial LL}{\partial a} \qquad (2.22)$$

Différentes règles d'arrêt peuvent être utilisées :

- Nombre d'itérations fixé à l'avance,
- Seuil d'évolution du logarithme de la vraisemblance entre deux itérations,
- Seuil d'évolution du vecteur de paramètres $\vec{a}$entre deux itérations.

Différentes méthodes de validation du modèle proposé peuvent être utilisées dont la validation croisée.

II.7.3. Arbre de classification

II.7.3.1. Croissance des arbres de classification

La méthode des arbres de classification (Breiman et al., 1984) est basée sur un partitionnement récursif de l'espace initial afin de séparer le plus efficacement des sous-groupes préexistants. Cette méthode permet de séparer les modalités d'une variable nominale, à expliquer, à l'aide de variables quantitatives et qualitatives.

Le partitionnement de l'espace initial est réalisé étape par étape en recherchant le gain maximum local d'homogénéité par division d'un ensemble en deux sous-ensembles.

A chaque étape, chaque partitionnement potentiel est évalué en fonction de la diminution de l'impureté qu'il pourrait apporter. Cette diminution de l'impureté est calculée de la façon suivante (2.23) :

$$\Delta i(s,t) = i(t) - p_L . i(t_L) - p_R . i(t_R) \qquad (2.23)$$

Avec : $\Delta i(s,t)$ la diminution de l'impureté qui résulte de la séparation s du nœud t

$p_L$etp_R la proportion d'individus qui vont respectivement dans le nœud de gauche et de droite

$i(t)$L'impureté du nœud t

L'algorithme CART utilise l'indice de Gini pour quantifier l'impureté. Celui-ci varie entre 0 et 1 et est défini de la manière suivante (2.24) :

$$i(t) = \sum_{i=1}^{n} p(i|t).(1 - p(i|t)) \qquad (2.24)$$

Avec : n le nombre de modalités de la variable à expliquer
$p(i|t)$la proportion de la modalité majoritaire dans le nœud t

Le partitionnement de l'espace initial peut s'arrêter pour deux raisons :

- Tous les individus sont bien classés
- Une contrainte impose un nombre minimum d'individus par nœud pour le partitionner

II.7.3.2. Détermination de l'arbre optimal

Bien que l'augmentation du nombre de partitionnements et intrinsèquement de la complexité du modèle, permette de réduire les erreurs de prédiction sur l'ensemble d'apprentissage, il n'en est pas toujours de même pour l'ensemble de test. Il est alors nécessaire de déterminer le nombre de partitions optimales pour optimiser à la fois la prédiction sur l'ensemble d'apprentissage et sur l'ensemble de test. Ce dilemme, s'appelle le dilemme biais variance, il est présenté dans la Figure 2.9.

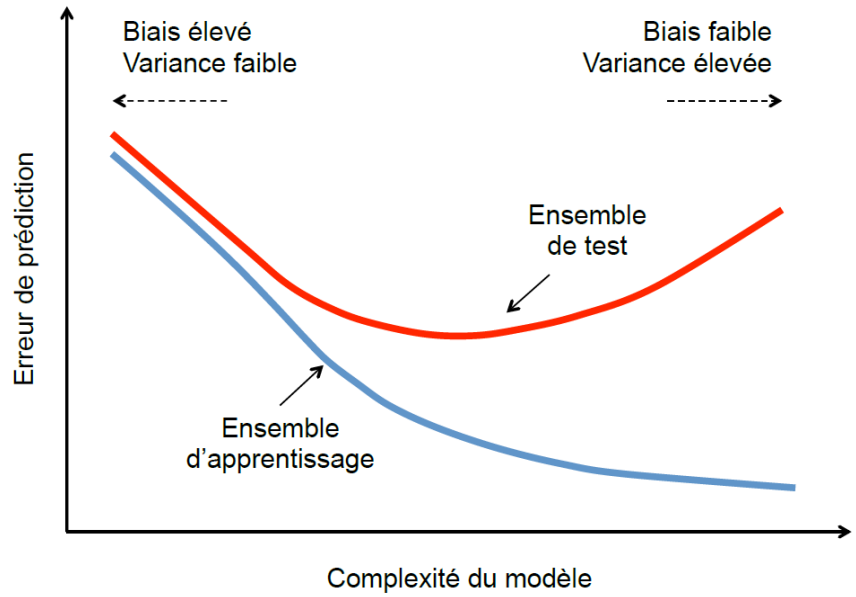


Figure 2. 9 : Illustration du dilemme biais-variance d'après Brouard (2013)

Dans l'algorithme CART, la « k-fold cross-validation » est appliquée pour estimer l'erreur commise sur l'échantillon de test en fonction de la complexité (taille) de l'arbre généré. Ceci permet de définir la complexité optimale qui minimise l'erreur sur l'ensemble de test. L'arbre optimal est donc l'arbre initial réduit à sa complexité (taille) optimale.

II.7.3.3. Validation du modèle proposé

Dans le cas d'un ensemble contenant plus d'un millier d'individus, Breiman et al. (1984) précise que la méthode « Split sample » est suffisante, autrement il est préférable d'utiliser les méthodes « k-fold cross-validation » ou « Leave-one-out-cross-validation ». (Molinaro et al., 2005) conclut après une étude empirique mettant en concurrence différentes méthodes de validation croisée, que la méthode « Leave-one-out-cross-validation » est optimale pour les arbres générés avec l'algorithme CART.

II.7.3.4. Détermination de l'influence des variables

Dans la méthode des arbres de classification, l'importance d'une variable est quantifiée par la somme sur l'ensemble des nœuds, de la diminution de l'impureté qu'aurait pu apporter l'utilisation d'une condition sur cette variable, pondérée par la proportion d'individus concernée.

La mesure de l'importance d'une variable x_m est définie par (2.25) :

$$M(x_m) = \sum_{t \in T} \Delta I(\tilde{s}_m, t) \qquad (2.25)$$

Avec :

$\tilde{s}_m$ la ''condition alternative'' sur la variable x_m

$\Delta I(\tilde{s}_m, t) = p_T . i(t) - p_L . i(t_L) - p_R . i(t_R)$

II.8. Résultats des méthodes explicatives

II.8.1. Résultats de la régression logistique

La méthode de la régression logistique a été utilisée afin de déterminer s'il existait une combinaison linéaire de variables permettant de discriminer, pour chacun des deux types d'effondrements, les tronçons effondrés, des tronçons non effondrés.

II.8.1.1. Résultat de la régression logistique appliquée à l'effondrement des piédroits

L'ensemble des individus est constitué de la totalité des tronçons. Cet ensemble comporte 23 individus effondrés et 165 non effondrés, soit 7 fois moins d'individus effondrés que non effondrés. Afin de donner un poids similaire aux individus effondrés et non effondrés, une pondération de 7 a été implémentée sur les individus effondrés. Si la probabilité d'effondrements calculée est supérieure à 50 %, on considérera que les ouvrages sont théoriquement effondrés. Dans le cas contraire, ils seront considérés comme non effondrés.

Les distributions des individus effondrés et non effondrés sont représentées dans la Figure 2.10. Dans cette figure la note d'aléa est égale à la probabilité d'effondrement des piédroits calculée par la méthode de la régression logistique pour chacun des tronçons considérés. La matrice de confusion associée à cette distribution est présentée dans le Tableau 2.3.

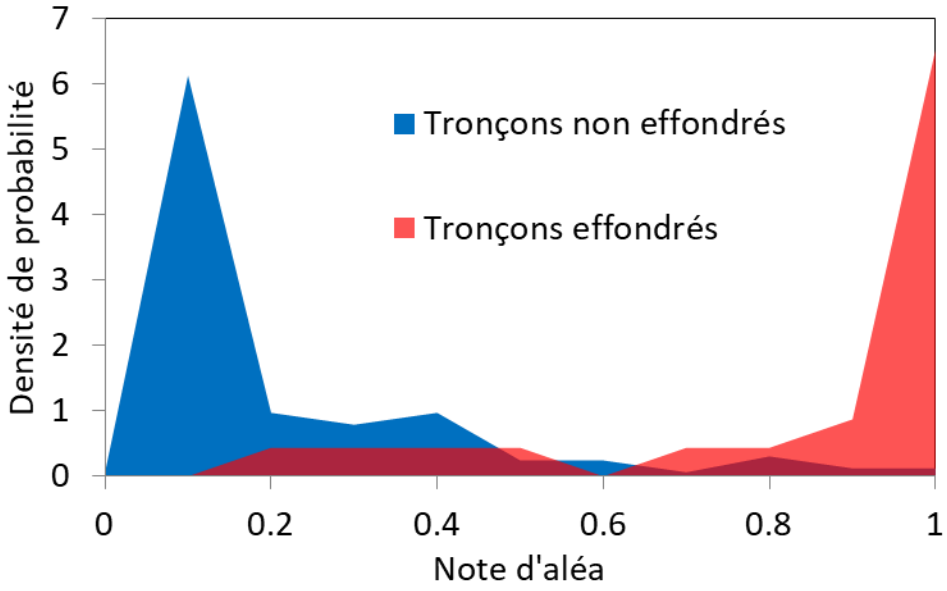


Figure 2. 10 : Distributions de la note d'aléa (relatives à la probabilité estimée d'effondrement des piédroits) pour les tronçons effondrés et non effondrés calculée par la méthode de la régression logistique

Tableau 2. 3 : Matrice de confusion d'apprentissage des effondrements des piédroits par la méthode de la régression logistique

		Classe estimée	
		Effondrement des piédroits	Piédroits non effondrés
Classe réelle	Effondrement des piédroits	19	4
	Piédroits non effondrés	14	151

La précision du modèle est de 90 %, le rappel de 87 % et le F1 score de 89 %. Le modèle décrit donc très bien la réalité et de manière très homogène sur les deux modalités de la classe estimée.

Les faux négatifs se produisent dans des ouvrages dont la profondeur est proche de la moyenne et en présence de désordres liés à l'érosion (panneau ou érosion du radier).

Afin d'estimer la fiabilité de ces résultats, nous avons utilisé la méthode de validation croisée *Leave-one-out-cross-validation*. Les résultats sont présentés dans la matrice de confusion (Tableau 2.4).

Tableau 2. 4 : Matrice de confusion de test des effondrements des piédroits par la méthode de la régression logistique

		Classe estimée	
		Effondrement des piédroits	Piédroits non effondrés
Classe réelle	Effondrement des piédroits	17	6
	Piédroits non effondrés	18	147

La précision sur les individus de test est de 87 %, la sensibilité de 82 % et le F1 score de 84 %. Les scores obtenus sont similaires à ceux obtenus sur l'ensemble des individus. Il est donc possible d'estimer avec un taux d'erreur empirique de 13 % la probabilité d'effondrements des piédroits avec l'Equation 2.26 et les coefficients (Tableau 2.5) :

$$P(Y = 1/X) = \frac{e^{a_0 + a_1.X_1 + a_2.X_2 + \cdots + a_{13}.X_{13}}}{1 + e^{a_0 + a_1.X_1 + a_2.X_2 + \cdots + a_{13}.X_{13}}} \qquad (2.26)$$

Avec :

Tableau 2. 5 : Coefficients associés à l'Equation 2.26

i	Xi	ai
0		-5,6E+00
1	Fissure	-1,5E-01
2	Panneau	2,7E-02
3	Erosion des piédroits	1,6E-02
4	Déformation de la voûte	2,3E-02
5	Déformation des piédroits	9,4E-01
6	Basculement de la structure	9,2E-01
7	Nombre de RC annexe	-1,1E-01
8	Ouverture (m)	-3,2E-01
9	Hauteur des piédroits (m)	6,3E-01
10	Hauteur de la flèche (m)	-1,8E-02
11	Virage	1,9E+00
12	Pente	2,9E-01
13	Recouvrement (m)	4,7E-01

II.8.1.2. Résultat de la régression logistique appliquée aux effondrements à la sortie

Seuls les tronçons situés à la sortie des ouvrages ont été utilisés pour constituer l'ensemble des individus. Cet ensemble comporte 8 individus effondrés et 17 non effondrés. Si la probabilité d'effondrements est supérieure à 50 %, on considérera que, théoriquement, les ouvrages sont effondrés, dans le cas contraire, ils seront considérés comme non effondrés.

Les distributions des individus effondrés et non effondrés sont représentées dans la Figure 2.11. Dans cette figure la note d'aléa est égale à la probabilité d'effondrement à la sortie des tronçons, calculée par la méthode de la régression logistique pour chacun des tronçons considérés. La matrice de confusion associée à ces distributions est présentée dans le Tableau 2.6.

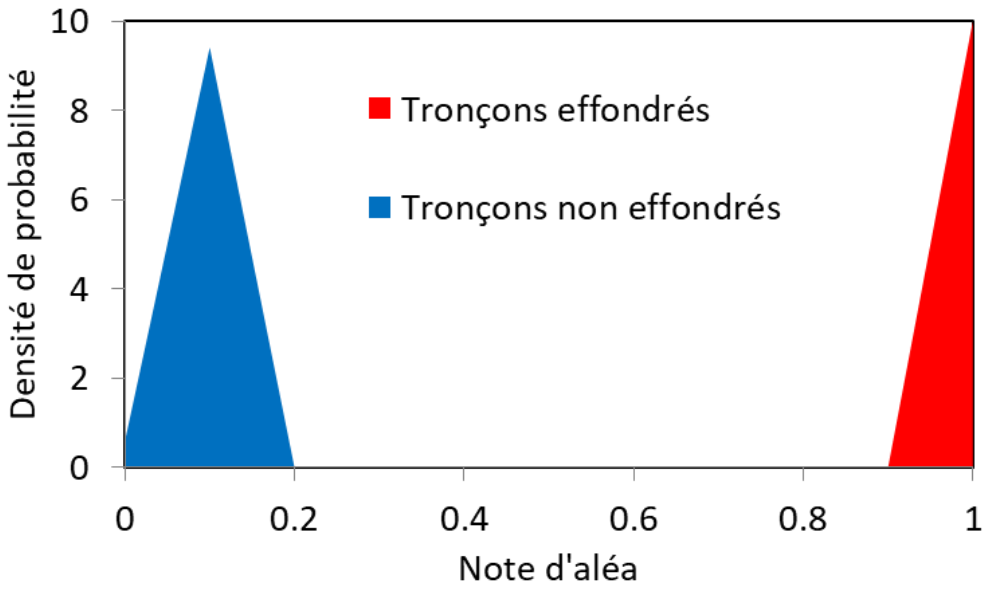


Figure 2. 11 : Distributions de la note d'aléa (relatives à la probabilité estimée d'effondrement à la sortie) pour les tronçons effondrés et non effondrés calculée par la méthode de la régression logistique

Tableau 2. 6 : Matrice de confusion d'apprentissage des effondrements à la sortie, par la méthode de la régression logistique

		Classe estimée	
		Effondrement à la sortie	Sortie non effondrée
Classe réelle	Effondrement à la sortie	8	0
	Sortie non effondrée	0	17

La précision du modèle est de 100 %, la sensibilité de 100 % et le F1 score de 100 %. Le modèle décrit donc parfaitement la réalité.

Afin d'estimer la fiabilité de ces résultats, nous avons utilisé la méthode de validation croisée *Leave-one-out-cross-validation*. Les résultats sont présentés dans la matrice de confusion (Tableau 2.7) suivante :

Tableau 2. 7 : Matrice de confusion de test des effondrements à la sortie par la méthode de la régression logistique

		Classe estimée	
		Effondrement à la sortie	Sortie non effondrée
Classe réelle	Effondrement à la sortie	7	1
	Sortie non effondrée	3	14

La précision sur les individus de test est de 84 %, la sensibilité de 85 % et le F1 score de 84 %. Les scores obtenus sont similaires à ceux obtenus sur l'ensemble des individus. Il est donc possible d'estimer avec un taux d'erreur empirique de 16 % la probabilité d'effondrements des piédroits avec l'Equation suivante 2.27 et les coefficients (Tableau 2.8):

$$P(Y = 1/X) = \frac{e^{a_0+a_1.X_1+a_2.X_2+\cdots+a_{13}.X_{13}}}{1+e^{a_0+a_1.X_1+a_2.X_2+\cdots+a_{13}.X_{13}}} \quad (2.27)$$

Avec :

Tableau 2. 8 : Coefficients associés à l'Equation 2.27

i	Xi	ai
0		-5,0E+01
1	Fissure	-3,0E+00
2	Panneau	-1,0E+01
3	Erosion des piédroits	7,4E+01
4	Déformation de la voûte	-1,4E+01
5	Déformation des piédroits	2,2E+01
6	Basculement de la structure	9,2E+00
7	Nombre de RC annexe	-6,0E+00
8	Ouverture (m)	1,2E+01
9	Hauteur des piédroits (m)	1,0E+01
10	Hauteur de la flèche (m)	-2,8E+01
11	Virage	-4,7E+01
12	Pente	5,6E+01
13	Recouvrement (m)	-3,5E+00

II.8.1.3. Discussion

Les Equations proposées 2.26 et 2.27 permettent de décrire fidèlement et de manière homogène la probabilité d'occurrence des effondrements (respectivement 10 % et 0 % d'erreur d'apprentissage pour les effondrements des piédroits et à la sortie). Elles permettent également de prédire avec précision et de manière homogène ces effondrements (respectivement 13 % et 16 % d'erreur de test pour les effondrements des piédroits et à la sortie).

Le F1-score obtenu dans le premier par l'utilisation d'un critère sur la somme pondérée des désordres est de 47 %. Le F1-score pondéré moyen calculé sur les deux types d'effondrements (effondrements des piédroits et à la sortie) avec la méthode de la régression logistique est de 90 % en apprentissage et de 84 % en test. L'amélioration apportée à la prévision est ainsi comprise entre 37 et 43 %.

Les faux négatifs observés sur l'ensemble d'apprentissage concernent uniquement les effondrements des piédroits. Ils se sont produits en présence de désordres liés à l'érosion (panneau ou érosion du radier) dans des ouvrages dont la profondeur est proche de la moyenne. Ces désordres ont probablement modifié la résistance des piédroits et entrainé un effondrement pour un chargement moyen.

II.8.1.4. Conclusion intermédiaire

L'utilisation de la méthode de la régression logistique a permis d'aboutir à deux estimateurs statistiques fiables de la probabilité d'occurrence des effondrements des piédroits (10 % d'erreur d'apprentissage, 13 % d'erreur de test) et des effondrements à la sortie (0 % d'erreur d'apprentissage, 16 % d'erreur de test). Cette partie a également permis de mettre en évidence l'influence probable de la résistance des piédroits sur 17 % (4/23) des effondrements des piédroits. La résistance des piédroits étant étroitement corrélée aux matériaux utilisés, une seconde méthode de classification automatique permettant de prendre en compte des variables nominales (dont la nature des matériaux) va être utilisée : la méthode des arbres de décision. Cette méthode, bien que ne permettant pas d'estimer de probabilité d'occurrence des effondrements, permettra d'estimer l'importance relative des matériaux utilisés.

II.8.2. Résultats de la méthode des arbres de classification

La méthode des arbres de classification a été utilisée pour évaluer l'influence relative et l'apport de la prise en compte des matériaux pour permettre de discriminer les tronçons dont les piédroits sont effondrés, de ceux dont les piédroits ne le sont pas.

Dans cette sous partie, la totalité des variables présentées dans la partie II.2 et l'ensemble des individus ont été utilisés. Cet ensemble comporte donc 23 individus effondrés et 165 non effondrés soit 7 fois moins d'individus effondrés que non effondrés. Afin de donner un poids similaire aux individus effondrés et non effondrés, une pondération de 7 a été implémentée sur les individus effondrés.

La matrice de confusion associée à l'arbre optimal et l'arbre optimal réalisés sur l'ensemble des individus sont présentés dans le Tableau 2.9 et la Figure 2.12.

Tableau 2. 9 : Matrice de confusion d'apprentissage des effondrements des piédroits par la méthode des arbres de classification

		Classe estimée	
		Effondrement des piédroits	Piédroits non effondrés
Classe réelle	Effondrement des piédroits	23	0
	Piédroits non effondrés	21	144

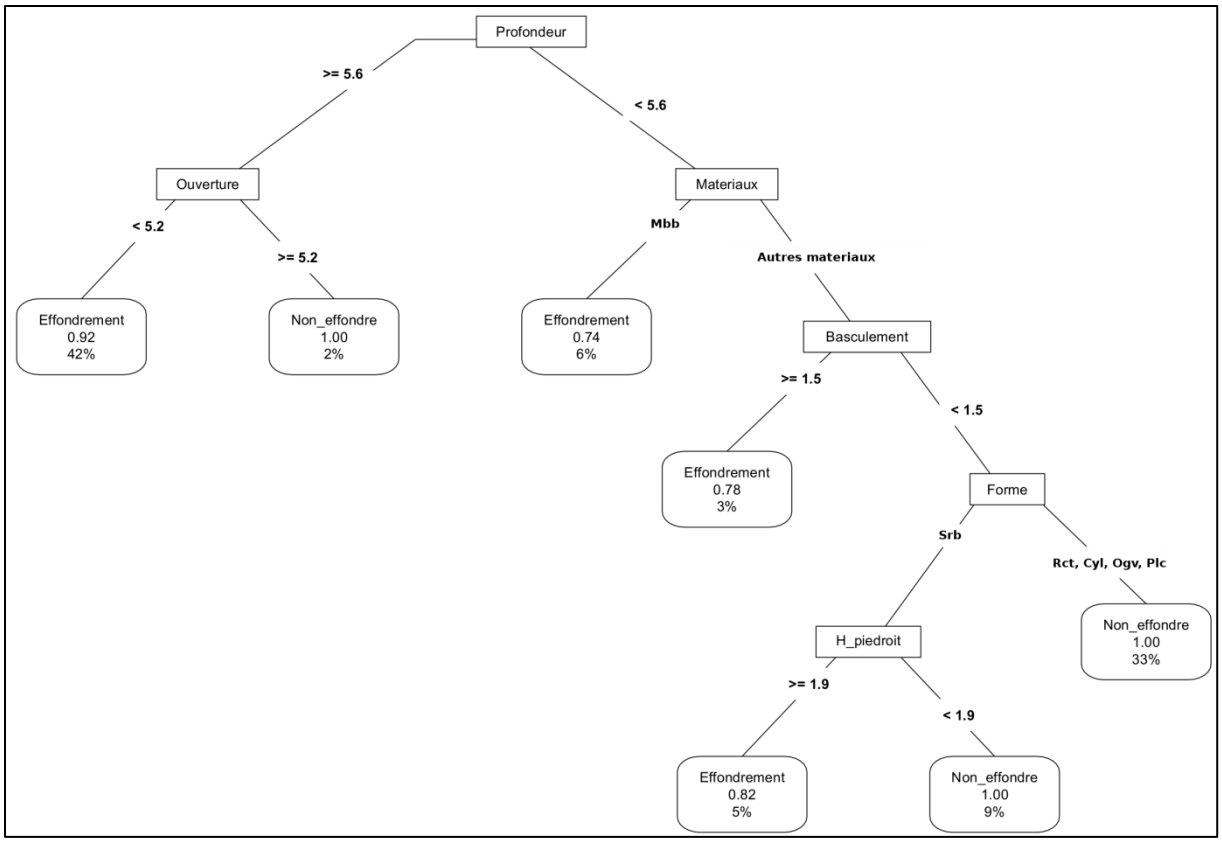


Figure 2. 12 : Arbre de classification optimal

Avec :

- Plc : voûte en plein reposant sur des piédroits,
- Srb : voûte surbaissée reposant sur des piédroits,
- Ogv : voûte en ogive reposant sur des piédroits,
- Cyl : Section circulaire,
- Rct : Section rectangulaire,
- Mbb : Construction en maçonnerie recouverte de béton banché ou béton projeté.

La précision du modèle est de 89 %, le rappel de 94 % et le F1 score de 91 %. Le modèle décrit bien la réalité et de manière homogène sur les deux modalités de la classe estimée. Ce modèle ne présente aucun faux négatif, tous les tronçons effondrés ont bien été classés.

Afin d'estimer la fiabilité de ces résultats, nous avons utilisé la méthode de validation croisée *Leave-one-out-cross-validation*. Les résultats sont présentés dans la matrice de confusion (Tableau 2.10) ci-dessous:

Tableau 2. 10 : Matrice de confusion de test des effondrements des piédroits par la méthode des arbres de classification

		Classe estimée	
		Effondrement des piédroits	Piédroits non effondrés
Classe réelle	Effondrement des piédroits	18	5
	Piédroits non effondrés	17	148

La précision sur les individus de test est de 88 %, la sensibilité de 84 % et le F1 score de 86 %. Les scores obtenus sont similaires à ceux obtenus sur l'ensemble des individus. Il est donc possible d'estimer avec un taux d'erreur empirique de 12 % la probabilité d'effondrement des piédroits avec l'arbre de classification présenté dans la Figure 2.12.

L'influence de chacune des variables a été normalisée par rapport à la variable la plus influente. L'ensemble des variables a ensuite été classé par ordre décroissant et seules les variables dont l'influence relative dépasse 1 % sont présentées dans le Tableau 2.11 ci-dessous :

Tableau 2. 11 : Influence relative des variables pour l'effondrement des piédroits

Variable	Influence relative
Profondeur	100 %
Matériaux	59 %
Flèche	45 %
Forme	39 %
Ouverture	38 %
Hauteur des piédroits	38 %
Basculement	11 %
Pente	7 %
Panneau	2 %

Les deux variables les plus influentes de ce classement sont les variables *Profondeur* et *Matériaux.* La somme de l'influence relative de ces deux variables principales est équivalente à la somme de l'ensemble des autres variables.

II.8.2.1. Discussion

Le chargement et la résistance des piédroits apparaissent comme les deux variables principales dans la distinction entre piédroits effondrés et non effondrés. Ces deux variables peuvent être reliées respectivement à la contrainte s'exerçant sur les piédroits et à la résistance des piédroits. Le coefficient de sécurité qui est défini comme le rapport de la résistance sur la contrainte pourrait permettre de lier ces deux variables et de définir un seuil à partir duquel les tronçons seront théoriquement effondrés.

II.9. Conclusion

La réalisation d'une analyse en composantes principales combinée à une analyse des distances Euclidiennes des différents types d'effondrements a permis de mettre en évidence que tous les effondrements constatés, sur les 29 ouvrages visités, étaient liés à deux types d'effondrement distincts. Le premier type d'effondrement (83 % des effondrements) semble être lié à l'effondrement des piédroits. Le second type d'effondrement (17 % des effondrements) semble être lié à l'effondrement de l'ouvrage à sa sortie.

L'analyse des corrélations partielles a permis d'expliciter l'influence des variables géométriques, des conditions de site et des désordres sur l'occurrence des deux principaux types d'effondrement. Les résultats de cette analyse permettent de conclure que les désordres ont peu d'influence sur les effondrements des piédroits et que ce type d'effondrement est principalement lié à un chargement excessif lié à une profondeur excessive. Inversement, les effondrements à la sortie seraient liés à la propagation de désordres (érosion du radier et déformations) dans les sorties d'ouvrages faiblement chargées. Les corrélations partielles avec les deux types d'effondrements sont cependant trop faibles pour pouvoir définir un indicateur sur une variable unique permettant d'expliquer l'occurrence de ne serait-ce qu'un type d'effondrement.

L'analyse des corrélations partielles ayant permis de mettre en évidence les limites d'une approche monovariée, une approche multivariée a été conduite afin d'évaluer la possibilité d'estimer à partir des variables quantitatives et ordinales la probabilité d'occurrence des effondrements. La méthode de la régression logistique a été utilisée et a permis de décrire très fidèlement la probabilité d'occurrence des effondrements (respectivement 10 % et 0 % d'erreur d'apprentissage pour les effondrements des piédroits et à la sortie). Elle permet également de prédire avec précision ces effondrements (respectivement 13 % et 16 % d'erreur de test pour les effondrements des piédroits et à la sortie). Il existe donc bien, d'un point de vue statistique, une combinaison de variables permettant de prévoir les différents types d'effondrements se produisant dans les ruisseaux couverts.

Dans la partie précédente, l'utilisation d'une pondération experte sur les désordres de chaque tronçon ne permettait de classer correctement que 58 % des tronçons effondrés, pour un F1 -score de 47 %. L'utilisation des lois de probabilités proposées dans cette partie permet de prédire correctement 85 % des effondrements pour un F1-score de 84 %. Soit une amélioration respectivement, sur ces deux critères, de 27 % et 37 %. Cela signifie que l'on sépare mieux et de manière plus homogène les ouvrages effondrés des ouvrages non effondrés. Les deux lois de probabilité relatives aux deux types d'effondrement constatés peuvent être considérées comme des estimateurs fiables de la probabilité d'occurrence des effondrements. Cependant, il est difficile de conclure quant à la fiabilité temporelle de ces estimateurs. En effet, les ouvrages étudiés dans ce manuscrit ont résisté entre un et deux siècles sans être détruits. Dans le cas des effondrements à la sortie, la propagation de désordres au cours du temps permet d'expliquer les récents effondrements, cependant dans les cas des effondrements des piédroits, le chargement est constant depuis leur construction. Or le premier effondrement recensé s'est produit en 2012. L'estimateur proposé d'effondrement des piédroits étant principalement basé sur la profondeur des ouvrages, celui-ci ne peut être jugé fiable dans le temps. La prise en compte de la résistance des piédroits pourrait constituer une amélioration de cet estimateur. Afin d'évaluer l'influence relative du type de construction, la méthode des arbres de classification a été utilisée. Cette méthode a permis de conclure que le type de construction était la deuxième variable, après la profondeur, ayant le plus d'influence sur les effondrements des piédroits.

L'étude du coefficient de sécurité des piédroits, qui lie contrainte et résistance, pourrait donc permettre d'expliquer, de façon plus fiable, dans le temps, l'occurrence des effondrements des piédroits. La pertinence d'un indicateur basé sur le coefficient de sécurité permettant de prendre en compte l'influence des propriétés intrinsèques des piédroits et du temps sera donc étudiée dans la partie suivante.

III. Détermination du facteur de sécurité et modélisation numérique

III.1. Introduction

Dans la partie précédente, nous avons mis en évidence que 83 % des effondrements sont liés à l'effondrement des piédroits. Ces effondrements sont peu corrélés avec la présence de désordres et semblent principalement influencés par la profondeur des ouvrages et par la nature des piédroits. Bien que des modèles statistiques permettent d'estimer rétroactivement la probabilité d'occurrence de l'effondrement des piédroits, ils ne permettent pas d'expliquer la raison pour laquelle le premier des 16 effondrements dans les ruisseaux couverts s'est produit en 2012, alors que ces ouvrages datent, pour les plus anciens, du milieu du 19ème siècle. L'étude du coefficient de sécurité des piédroits qui permet de prendre en compte la contrainte qui s'exerce sur les piédroits et leur résistance pourrait permettre d'expliquer l'occurrence récente de ces effondrements et ainsi mieux anticiper ceux qui pourraient se produire dans le futur. Le coefficient de sécurité pourrait, de ce fait, constituer un indicateur, plus fiable dans le temps, de l'occurrence de ce type d'effondrement. Nous tenterons dans cette partie d'en évaluer la pertinence.

Nous tenterons, dans un premier temps, d'évaluer la pertinence d'une approche uniquement basée sur la littérature en faisant l'hypothèse d'une rupture en compression liée à un chargement réparti. Dans un second temps, à partir de modèles numériques, nous mènerons une étude phénoménologique permettant d'estimer le mode de chargement des piédroits pouvant aboutir aux ruptures observées. A la suite de cette étude et à partir de modèles numériques, nous tenterons de déterminer un méta modèle permettant d'estimer la résistance des piédroits pour le mode de chargement déterminé. Un méta-modèle permettant d'estimer la contrainte verticale moyenne sur les piédroits sera estimé à partir des travaux de Hauquin et Jeannin (2019). L'article est disponible dans l'Annexe M. Ces travaux nous permettront de proposer un méta modèle permettant d'estimer le coefficient de sécurité des piédroits en fonction de variables géométriques et mécaniques. Enfin, la pertinence du méta modèle obtenu sera évaluée rétroactivement à partir de données relevées sur 29 ruisseaux couverts.

III.2. Bibliographie

Dans le cas des ruisseaux couverts et pour une rupture en compression simple, le coefficient de sécurité des piédroits pourrait se définir comme le rapport entre la résistance en compression des piédroits et la contrainte verticale moyenne qui s'exerce sur ces piédroits. De ce fait, nous tenterons dans cette partie, de proposer différentes approches permettant d'estimer la contrainte verticale moyenne s'exerçant sur les piédroits ainsi que leur résistance en compression.

III.2.1. Détermination de la contrainte verticale moyenne

III.2.1.1. Approche générale

Dans des tunnels rocheux (Figure 3.1), Terzaghi (1946) propose une approche basée sur l'existence d'une zone décomprimée au-dessus de l'ouvrage et dont le poids doit être repris par le soutènement. Cette approche permet de calculer une pression verticale sur le soutènement de la manière suivante :

$$P_v = \frac{b.\left(\gamma - \frac{2.c}{b}\right)}{2.\tan\theta}\left[1 - exp\left(-\frac{2.H.\tan\theta}{b}\right)\right] \quad (3.1)$$

Avec :

- γ le poids spécifique du sol ($\frac{N}{m^3}$)
- θ l'angle de frottement interne (°)
- c la cohésion (Pa)

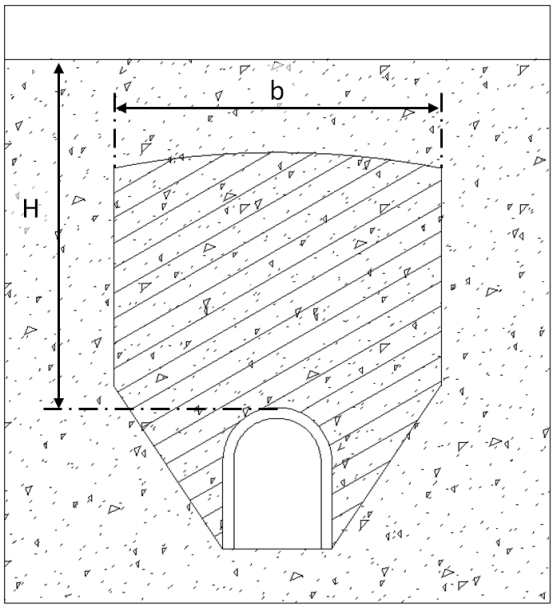


Figure 3. 1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité, d'après Terzaghi (1946)

Dans le cas de tunnels peu profonds, (Széchy, 1970) précise que la zone décomprimée s'étend jusqu'en surface. (Bouvard-Lecoanet et al., 1988) ajoute que pour des tunnels dont la profondeur H est inférieure à la largeur de la zone décomprimée b, on peut considérer que :

$$P_v = \gamma.H \quad (3.2)$$

III.2.1.2. Approche adaptée aux ruisseaux couverts

Hauquin et Jeannin (2019) proposent un méta-modèle permettant d'estimer la contrainte verticale moyenne (σ_{vm}) sur les piédroits à partir du module de la maçonnerie, le module du remblai, de la profondeur de l'ouvrage, de son ouverture et de l'épaisseur des piédroits dans les ruisseaux couverts

(Figure 3.2). Ce méta-modèle (Equation 3.3) est constitué d'une équation linéaire dont les coefficients ont été déterminés à partir de 37 modèles numériques réalisés pour l'étude. Ce méta-modèle permet d'estimer très correctement la contrainte verticale moyenne estimée à partir des modèles numériques (R^2=94 %). Un critère basé sur la contrainte verticale moyenne permet dans le cas des ruisseaux couverts en plein cintre (48 % des ouvrages) de séparer, dans 82 % des cas, les ouvrages effondrés des ouvrages non effondrés.

$$\begin{aligned}\sigma_{vm}(E_m, E_b, H, sp, th) &= \beta_0 + \beta_1.E_m + \beta_2.E_b + \beta_3.H + \beta_4.sp + \beta_5.th + \beta_{12}(E_m.E_b) \\ &+ \beta_{13}(E_m.H) + \beta_{14}(E_m.sp) + \beta_{15}(E_m.th) + \beta_{23}(E_b.H) + \beta_{24}(E_b.sp) \\ &+ \beta_{25}(E_b.th) + \beta_{34}(H.sp) + \beta_{35}(H.th) + \beta_{45}(sp.th) + \beta_{11}\left({E_m}^2\right) \\ &+ \beta_{22}\left({E_b}^2\right) + \beta_{33}(H^2) + \beta_{44}(sp^2) + \beta_{55}(th^2)\end{aligned} \quad (3.3)$$

Avec :

- Em : le module de la maçonnerie pouvant varier entre 10^8 et 10^{10}Pa
- Eb : le module du remblai pouvant varier entre 10^6 et 10^8Pa
- H : la profondeur pouvant varier entre 1 et 40 m
- sp : l'ouverture pouvant varier entre 1 et 10 m
- th : l'épaisseur des piédroits pouvant varier entre 0.5 et 2.5 m

Tableau 3. 1 : Coefficients de la loi (3.3) proposée par (Hauquin et Jeannin, 2019)

β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_{12}	β_{13}
0,07782	4,45E-11	-2,88E-10	3,31E-02	3,45E-02	-0,1107	3,62E-19	5,79E-13
β_{14}	β_{15}	β_{23}	β_{24}	β_{25}	β_{34}	β_{35}	β_{45}
3,33E-12	-2,27E-11	-3,81E-11	-4,67E-10	5,96E-10	8,89E-03	-2,66E-02	-2,28E-02
β_{11}	β_{22}	β_{33}	β_{44}	β_{55}			
-3,29E-21	-1,80E-17	4,02E-04	1,41E-03	1,26E-01			

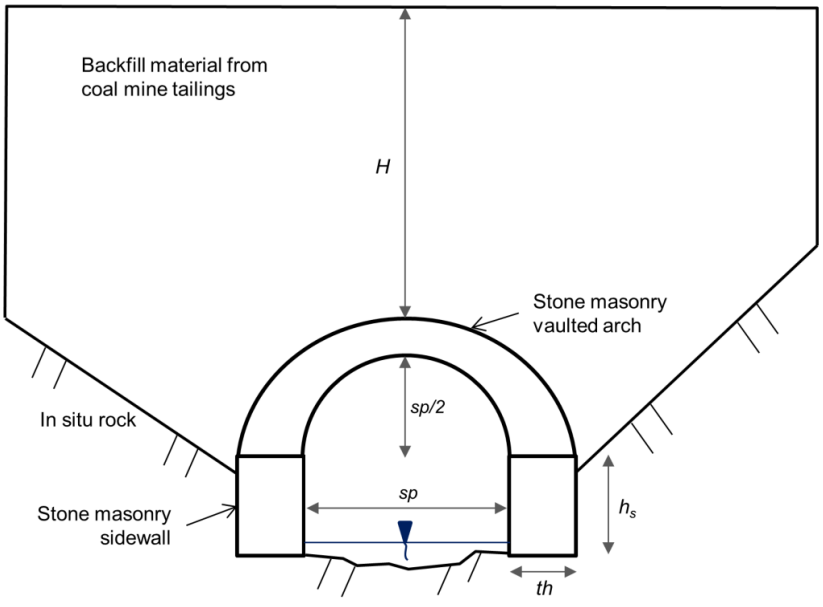


Figure 3. 2. Schéma associé à l'Equation 3.3 proposée par Hauquin et Jeannin (2019)

Hauquin et Jeannin (2019) estiment à partir de la contrainte estimée sur les piédroits effondrés et non effondrés que la résistance maximale des piédroits des ruisseaux couverts en plein cintre est de l'ordre de 1 MPa (0.7 MPa d'après leurs figures).

III.2.2. Détermination de la résistance des piédroits

Les piédroits sont des ouvrages maçonnés constitués de moellons et de joints de mortier. Dans le cas de chargement et de rupture en compression uniaxiale, ce type de structure que l'on pourrait qualifier de mur maçonné a été étudié à de nombreuses reprises et fait l'objet d'un grand nombre de publications scientifiques. Ces travaux ont notamment permis d'aboutir à des modèles permettant d'estimer la résistance en compression de la maçonnerie (f_p), à partir de la résistance en compression de ses matériaux constitutifs (résistance en compression des moellons (f_b) et des joints (f_m)). Le Tableau 3.2 permet de présenter 14 modèles proposés dans la littérature.

Tableau 3. 2 : Modèles d'estimation de la résistance en compression de la maçonnerie

Référence	Modèle	N°
(Engesser, 1907)	$f_p = \frac{1}{3} f_b + \frac{2}{3} f_m$	(3.4)
(Bröcker, 1963)	$f_p = 0{,}68 f_b^{\frac{1}{2}} . f_m^{\frac{1}{3}}$	(3.5)
(Mann, 1982)	$f_p = 0{,}83 f_b^{0{,}66} . f_m^{0{,}18}$	(3.6)
(Hendry et Malek, 1986)	$f_p = 0{,}317 f_b^{0{,}531} . f_m^{0{,}208}$	(3.7)
(Dayaratnam, 1987)	$f_p = 0{,}275 f_b^{0{,}5} . f_m^{0{,}5}$	(3.8)
(Eurocode 6, 2011)	$f_p = 0{,}6 f_b^{0{,}65} . f_m^{0{,}25}$	(3.9)
(Bennett et al., 1997)	$f_p = 0{,}3 f_b$	(3.10)
(Dymiotis et Gutlederer, 2002)	$f_p = 0{,}3266 f_b . (1 - 0{,}0027 f_b + 0{,}0147 f_m)$	(3.11)
(Kaushik et al., 2007)	$f_p = 0{,}317 f_b^{0{,}866} . f_m^{0{,}134}$	(3.12)
(Gumaste et al., 2007)	$f_p = 0{,}63 f_b^{0{,}40} . f_m^{0{,}32}$	(3.13)
(Christy et al., 2013)	$f_p = 0{,}35 f_b^{0{,}65} . f_m^{0{,}25}$	(3.14)
(Garzón-Roca et al., 2013)	$f_p = 0{,}53 f_b + 0{,}92 f_m - 10{,}32$	(3.15)
(Lumantarna et al., 2012)	$f_p = 0{,}75 f_b^{0{,}75} . f_m^{0{,}31}$	(3.16)
(Kumavat, 2016)	$f_p = 0{,}69 f_b^{0{,}6} . f_m^{0{,}35}$	(3.17)

La résistance en compression des joints et des moellons de roches a également été étudiée à de nombreuses reprises (Milani, 2011; Regan, 2016; Riddington et Naom, 1994; Thaickavil et Thomas, 2018; Zucchini et Lourenço, 2009, 2007). Les résultats de ces études peuvent être résumés par les gammes de résistances présentées dans le Tableau 3.3.

Tableau 3. 3 : Gammes de résistances des joints et des moellons

	Résistance en compression minimum	Résistance en compression maximum
Joint	1,8 MPa	25 MPa
Moellons	20 MPa	200 MPa

III.3. Estimation d'un coefficient de sécurité basé sur la littérature

A partir de la bibliographie, 14 modèles d'estimation de la résistance en compression ont été répertoriés et des gammes de résistances en compression de moellons et des joints ont été estimées. Afin d'évaluer la distribution de la résistance en compression, nous avons utilisé la méthode de Monte Carlo. 10 000 tirages ont été réalisés pour chacun des 14 modèles en tirant aléatoirement et, de manière uniforme, les propriétés des moellons et des joints dans les gammes considérées. La Figure 3.3 représente l'évolution de la moyenne de l'ensemble des tirages en fonction du nombre de tirages. Nous pouvons constater que la moyenne se stabilise à partir de 2 000 tirages. Nous pouvons donc estimer que la moyenne obtenue pour 10 000 tirages est robuste.

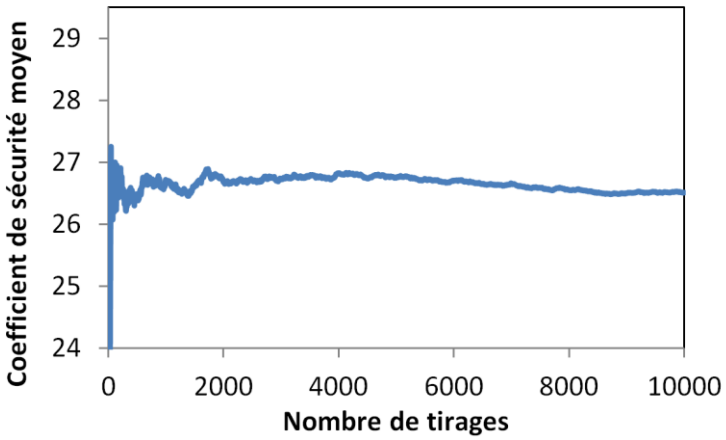


Figure 3. 3 : Convergence du coefficient de sécurité moyen en fonction du nombre de tirage

La distribution des résistances en compression relative aux 10 000 tirages aléatoires est présentée dans la Figure 3.4.

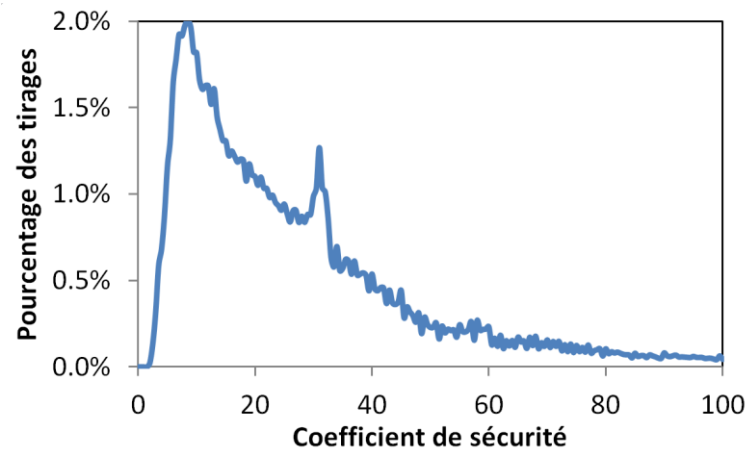


Figure 3. 4 : Distribution du coefficient de sécurité

En considérant la contrainte verticale moyenne de 0.7 MPa estimée par Hauquin et Jeannin (2019), le coefficient de sécurité moyen est de 27, le coefficient de sécurité associé au premier quartile est de 11, enfin le coefficient de sécurité minimum est de 2. Nous pouvons estimer, à moins que les propriétés mécaniques réelles soient très inférieures aux propriétés mécaniques estimées à partir de la littérature, qu'une rupture en compression avec un chargement uniforme dans les piédroits est très improbable.

Afin d'estimer le mode de chargement, de rupture et la résistance des piédroits, une étude basée sur la modélisation numérique sera menée en deux parties. Les propriétés mécaniques réelles seront mesurées. Elles permettront de valider la pré-étude précédente et d'ajuster les gammes de propriétés estimées par la bibliographie.

III.4. Bibliographie modélisation

III.4.1. Présentation de la modélisation numérique

La modélisation numérique permet de simuler numériquement le comportement mécanique d'un système physique réel. Différentes méthodes peuvent être utilisées :

- Méthodes continues
- Méthodes discontinues
- Méthodes hybrides

Les méthodes continues rassemblent différentes méthodes dans lesquelles un élément est discrétisé en mailles, et pour lequel on cherche la solution d'une équation aux dérivées partielles aux nœuds des mailles de l'élément, pour des conditions aux limites données. Les dénominations des différentes méthodes correspondent aux méthodes (éléments finis, différences finies, volumes finis) permettant de résoudre numériquement l'équation aux dérivées partielles. Par ailleurs, ces méthodes peuvent être implicites (indépendante du temps) ou explicites (dépendante du temps). Les méthodes explicites permettent de modéliser des phénomènes dynamiques ou des comportements hautement non linéaires. Elles ne nécessitent pas d'itération pour converger vers une solution physique mais nécessitent un pas de temps très faible (inférieur au temps minimum mis par le son pour traverser une maille du modèle) pour rester stables. Les méthodes implicites permettent de modéliser des

phénomènes physiques statiques ou basses fréquences et des comportements non linéaires. Elles nécessitent des itérations pour converger vers une solution physique mais permettent de considérer de grands pas de temps.

La méthode discontinue la plus utilisée dans le cas de maçonneries est la méthode des éléments discrets. C'est une méthode implicite où chaque particule est représentée par un élément discret et souvent rigide dont l'équation du mouvement est celle d'un corps rigide soumis à une force ou un déplacement.

Les méthodes hybrides représentent un mélange des deux précédentes approches. Ce sont généralement des méthodes discontinues pour lesquelles les éléments ne sont pas rigides mais déformables et dont la réponse aux conditions aux limites est obtenue par une méthode continue.
Ces méthodes de modélisations numériques ont été implémentées dans de nombreux logiciels (ANSYS, ABAQUS, PLAXIS, CAST3M, ASTER, FLAC, UDEC, LMGC90…). Ghiasi et al. (2011) recensent 14 études dans lesquelles la modélisation numérique a été utilisée pour évaluer les risques liés à des tunnels. Parmi ces études ont retrouvent 8 logiciels qui reprennent des méthodes éléments finis, différences finies, implicites et explicites. Idris et al. (2009) ou encore Chen et al. (2016) complète cette liste en utilisant des méthodes éléments distincts pour la modélisation de tunnels. Toutes ces méthodes semblent, par ailleurs, converger lorsqu'elles sont correctement utilisées. (Giordano et al., 2002) compare une étude expérimentale menée sur une structure maçonnée ainsi que sur deux logiciels éléments finis et un logiciel élément discret. Il conclut que toutes ces méthodes sont capables de décrire correctement le comportement mécanique des modèles testés. Chen et al. (2016) compare une étude expérimentale menée sur une portion de tunnel vouté, une approche utilisant les différences finies et une approche éléments discrets. Il aboutit également à la conclusion que ces deux méthodes sont capables de décrire correctement le comportement du modèle testé.
Ces méthodes peuvent aboutir à trois approches pour la modélisation numérique de la maçonnerie (Lourenço, 2013) :

- Micro modélisation détaillée
- Micro modélisation simplifiée
- Macro modélisation

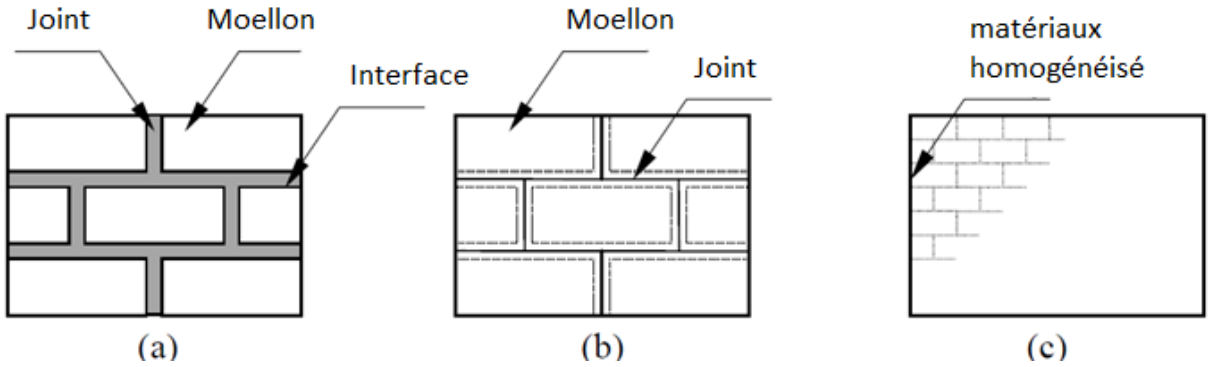


Figure 3. 5 : Différentes approches pour la modélisation de la maçonnerie: a) micro modélisation détaillée; b) micro modélisation simplifiée; c) Macro modélisation; d'après (Lourenço, 2013)

Dans la micro modélisation détaillée (Figure 3.5.a), le milieu est modélisé en distinguant les moellons et les joints. Une interface peut également être ajoutée entre les moellons et les joints.

Dans la micro modélisation simplifiée (Figure 3.5.b), le milieu est modélisé par des moellons et des interfaces. Le comportement des joints est simplement modélisé par le comportement de l'interface.

Dans la macro modélisation (Figure 3.5.c), on ne considère ni explicitement les moellons, ni les joints mais un milieu homogénéisé équivalent. Le choix des propriétés mécaniques équivalentes est généralement réalisé à partir d'un volume élémentaire représentatif et étendu à tout le modèle. Toutefois le choix du ou des paramètres permettant de juger de l'équivalence peut se révéler subtil, et fait l'objet de débats dans le milieu des mécaniciens.

III.4.2. Modèle de comportement

Riddington et Naom (1994) étudient la résistance en compression de la maçonnerie avec une méthode par éléments finis. Ils précisent que, sous des contraintes standards, on peut estimer que les moellons ont un comportement linéaire mais il n'en est rien pour le comportement des joints dont la non linéarité du comportement mécanique doit être prise en compte. De manière analogue, de nombreux auteurs ont considéré un comportement parfaitement élastique pour les moellons (Addessi et al., 2014; Giordano et al., 2002; Nazir et Dhanasekar, 2013; Riddington et Naom, 1994) et ont utilisé un modèle élastique couplé avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb aux joints afin d'obtenir un comportement parfaitement élastoplastique (Addessi et al., 2014; Giordano et al., 2002; Nazir et Dhanasekar, 2013; Sarhosis et Lemos, 2018).

III.4.3. Modèle élastique

Le comportement d'un matériau élastique homogène isotrope peut être décrit par la loi de Hooke généralisée et simplifiée dans une base orthonormée (0,x,y,z) de la façon suivante :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2.\varepsilon_{yz} \\ 2.\varepsilon_{zx} \\ 2.\varepsilon_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2.(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.(1+\nu) \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \qquad (3.18)$$

Avec : E le module élastique du matériau (Pa)
ν le coefficient de Poisson du matériau

$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix}$ le tenseur des contraintes (Pa)

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2.\varepsilon_{yz} \\ 2.\varepsilon_{zx} \\ 2.\varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$ le tenseur des déformations

La Figure 3.6 permet d'illustrer le comportement d'un modèle parfaitement élastique de module E :

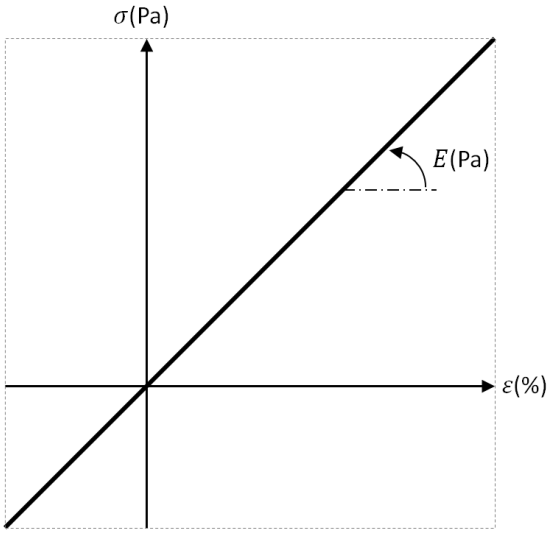


Figure 3. 6 : Droite contrainte/déformation d'un matériau parfaitement élastique

III.4.4. Modèle élastoplastique parfait et critère de Mohr-Coulomb

Le comportement d'un matériau homogène isotrope parfaitement plastique peut être décrit par une élasticité linéaire de module d'Young E (Pa), par un coefficient de Poisson ν et par un critère de rupture de Mohr-Coulomb de cohésion C (Pa) et d'angle de frottement θ (°).

La Figure 3.7 permet d'illustrer le comportement d'un modèle élastique parfaitement plastique de module E, de cohésion C et d'angle de frottement θ:

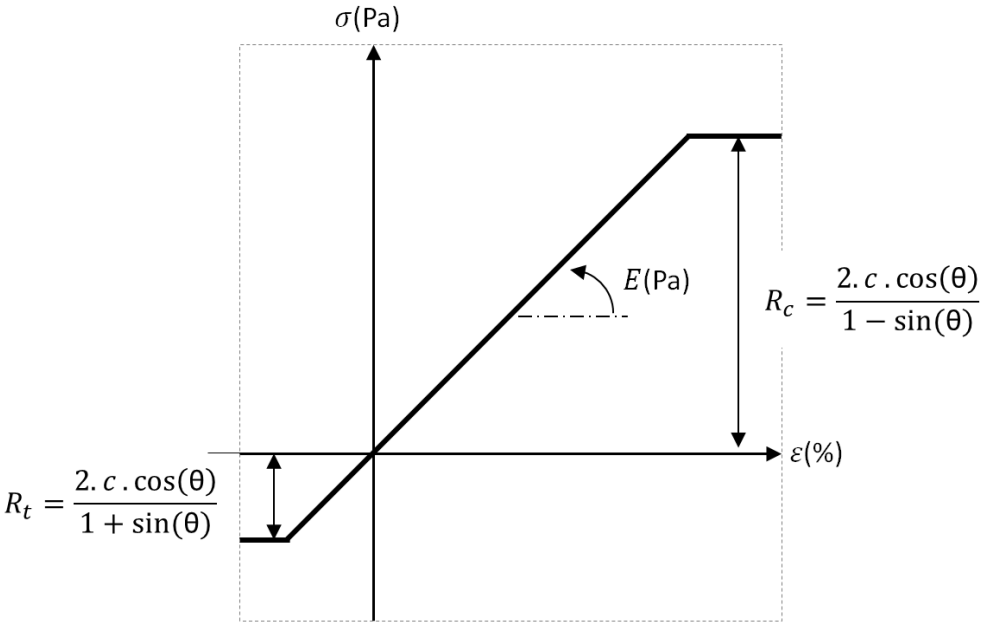


Figure 3. 7 : Courbe contrainte/déformation d'un matériau parfaitement élastoplastique (critère de rupture de Mohr-Coulomb)

On peut également considérer un modèle de Mohr-Coulomb avec écrouissage négatif du matériau en réduisant la cohésion à partir d'un certain niveau de déformation. La Figure 3.8 permet d'illustrer le comportement d'un modèle élastoplastique avec écrouissage négatif.

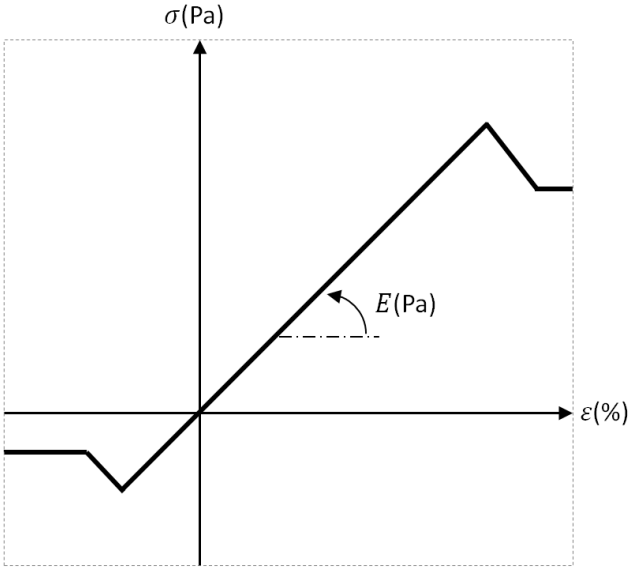


Figure 3. 8 : Courbe contrainte/déformation d'un matériau élastoplastique avec écrouissage négatif

De nombreux autres modèles de comportement existent mais ne seront pas détaillés ici.

III.4.5. Mode de rupture de la maçonnerie

Page (1981) a étudié le comportement mécanique de panneaux en maçonnerie de briques pleines et de joints de mortier sous différents types de chargement. Dans le cas d'une contrainte principale majeure (σ_1) normale à l'orientation du plan des joints de mortier, il distingue deux modes de rupture relatifs à deux modes de chargement distincts. Dans le cas d'un chargement uniaxial (Figure 3.9.a) ou quasi uniaxial ($\sigma_1 >> \sigma_2$), la rupture se fait dans un plan normal à la surface libre du panneau. Dans le cas d'un chargement biaxial (Figure 3.9.b) ($\sigma_1 < 10.\ \sigma_2$), la rupture se produit dans un plan parallèle à la surface libre. Il précise également que la résistance en compression biaxiale est supérieure à la résistance en compression unixiale. Shaan (1987) conduit un travail similaire réalisé sur des panneaux de maçonnerie constitués de briques creuses et de joints de mortier. Il conclut de manière analogue, mais précise l'origine mécanique des mécanismes de rupture. Dans le cas d'un chargement uniaxial, la rupture se produit en traction transversale dans un plan normal à la surface libre du panneau. Dans le cas d'un chargement biaxial, la rupture se produit en traction dans un plan parallèle à la surface libre du panneau.

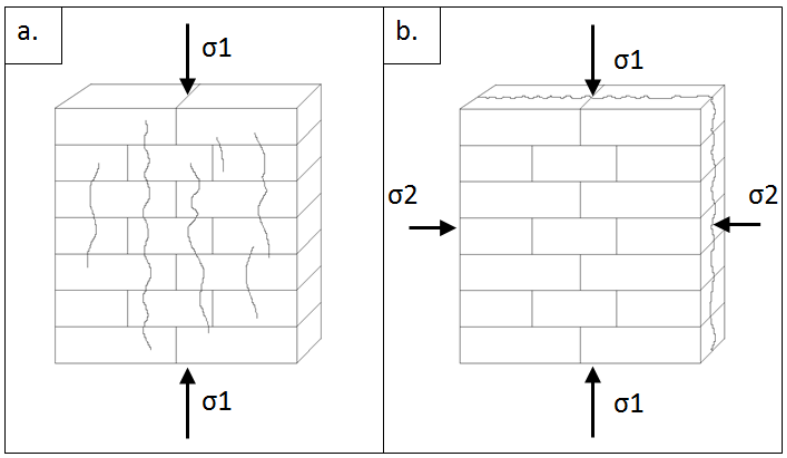


Figure 3. 9 : Schéma du mode de chargement et de rupture d'un mur maçonné pour: a) un chargement uniaxal; b) un chargement biaxial; d'après (Page, 1981)

Bien qu'un chargement réparti soit généralement considéré pour les murs en maçonnerie, les modèles numériques réalisés sur des tunnels voûtés (O Bergamo et al., 2016; Hamdy et al., 2018; Idris et al., 2008; Kamel et al., 2015; Tralli et al., 2014) montrent tous une hétérogénéité de la contrainte verticale qui s'exerce sur les piédroits. La contrainte exercée sur la partie intrados du piédroit y est beaucoup plus importante que sur la partie extrados. Seules deux de ces études (Hamdy et al., 2018; Kamel et al., 2015) présentent des figures permettant d'évaluer convenablement la valeur de la contrainte verticale dans les piédroits. Un modèle numérique réalisé par (Hamdy et al., 2018) permet d'estimer que la contrainte verticale moyenne s'exerçant sur la partie intrados du piédroit (22 % de l'épaisseur) est 100 fois supérieure à la contrainte s'exerçant sur la partie extrados. Un modèle numérique réalisé par (Kamel et al., 2015) permet d'estimer que la contrainte verticale moyenne s'exerçant sur la partie intrados (17 % de l'épaisseur) du piédroit est 10 fois supérieure à la contrainte s'exerçant sur la partie extrados.

Dans les études précédentes, le chargement était réparti. Une variante, pour laquelle le chargement est excentré, a également été étudiée (Garzón-Roca et al., 2013; Hasan et Hendry, 1976; Sandoval et Roca, 2012) dans le cas d'un chargement uniaxial. Le mode de rupture associé est décrit comme étant du flambement. Cependant, il est important de noter que toutes ces études ont été réalisées pour des coefficients d'élancement important (entre 6 et 30). Le modèle considéré est donc d'avantage celui d'une poutre élancée que d'un mur massif. L'excentricité de la charge produite, dans tous les cas, étudie une réduction de la résistance en compression. Différentes lois ont été proposées et permettent d'estimer le coefficient de réduction de résistance de la maçonnerie, ces coefficients prennent généralement en compte :

- La hauteur du mur (h)[m]
- La largeur du mur (t)[m]
- L'excentrement de la charge au sommet du mur (e)[m] ou au milieu (e_{mk})[m]
- Le module de la maçonnerie (E) [Pa]
- La résistance en compression de la maçonnerie (f_c) [Pa]
- La résistance en traction (f_t) [Pa] (l'importance de cette propriété est toujours soulignée mais elle n'est néanmoins pas toujours prise en compte)

Ces travaux ont permis d'aboutir à différentes lois permettant l'estimation du coefficient de réduction lié, entre autres choses, à l'excentricité de la charge :

(Eurocode 6, 2011)	$$\Phi = \left(1 - 2.\frac{e_{mk}}{t}\right).e^{-\frac{u^2}{2}}$$	(3.19)
	Avec :	
	$$u = \frac{\bar{\lambda} - 0{,}063}{0{,}73 - 1{,}17.\frac{e_{mk}}{t}}$$	(3.20)

(Sandoval et Roca, 2012) #1	$$\Phi = \left(1 - 2.\frac{e_{mk}}{t}\right).e^{-\frac{u^2}{2}}$$	(3.21)
	Avec :	
	$$u = \frac{\bar{\lambda} - 0{,}0756}{1{,}075 - 2{,}26.\frac{e_{mk}}{t}}$$	(3.22)
(Sandoval et Roca, 2012) #2	$$\Phi = A.e^{B.\bar{\lambda}^C} + D$$	(3.23)
	Avec :	
	$$A = -1{,}42.\frac{e}{t}0{,}86$$	(3.24)
	$$B = \frac{0{,}084 + \frac{e}{t}}{-0{,}25 + 0{,}7.\left(\frac{e}{t}\right)^2}$$	(3.25)
	$$C = \frac{1}{0{,}56 - 14{,}4.\ln(1 - 2.\frac{e}{t})} + 1{,}84$$	(3.26)
	$$D = 0{,}036.\tan\left(1{,}32.\ln(1 - 2.\frac{e}{t})\right)$$	(3.27)
(Sandoval et Roca, 2012) #3	$$\Phi = \Phi_e.\left[\frac{1}{1 + 1{,}1.\bar{\lambda}^2}e^{\frac{\bar{\lambda}^2}{1+\bar{\lambda}^{4,5}}}\right]$$	(3.28)

	Avec : $\Phi_e = \left(1 - 2.\frac{e}{t}\right)^{\frac{3,5.\bar{\lambda}^2+0,65}{\bar{\lambda}^2+0,65}}$	(3.29)
(Sandoval et Roca, 2012) (coefficient de réduction supplémentaire pour la prise en compte de la résistance en traction)	$\Delta\Phi_{f_t} = f_t.\left[\frac{1}{X + Y.\Phi_e + Z.\sqrt{\Phi_e}}\right]$ Avec : $0,1 \leq \frac{e}{t} \leq 0,3$ $f_t \leq 0,1.f_c$ $Si\ 0,1 \leq \frac{e}{t} \leq 0,2$: $X = 1,44261.\frac{e}{t} + 29306$ $Y = -259620.\frac{e}{t} + 53542$ $Z = 38790.\frac{e}{t} - 79273$ $Si\ 0,2 \leq \frac{e}{t} \leq 0,3$: $X = 3017.3.\frac{e}{t} + 4057,4$ $Y = -9550.\frac{e}{t} + 3523$ $Z = 10833.\frac{e}{t} - 3853,6$	(3.30) (3.31) (3.32) (3.33) (3.34) (3.35) (3.36)

(Garzón-Roca et al., 2013)	$\Phi = 0,0198 + \frac{0,1695}{1+e^{-C_1}} + \frac{0,2569}{1+e^{-C_2}} + \frac{0,5684}{1+e^{-C_3}}$ Avec : $C_1 = -3,6108.\frac{\frac{e}{t}}{0,33} - 4,0409.\frac{\bar{\lambda}}{1,85} + 2,6980.\frac{\frac{f_t}{f_c}}{0,1} + 4,5595$ $C_2 = -33,6168.\frac{\frac{e}{t}}{0,33} - 22,6347.\frac{\bar{\lambda}}{1,85} + 0,2944.\frac{\frac{f_t}{f_c}}{0,1} + 12,7823$ $C_3 = -4,1328.\frac{\frac{e}{t}}{0,33} - 6,5091.\frac{\bar{\lambda}}{1,85} + 0,0323.\frac{\frac{f_t}{f_c}}{0,1} + 4,6635$	(3.37) (3.38) (3.39) (3.40)

Pour toutes les équations précédentes :	$\bar{\lambda} = \frac{h}{t}\sqrt{\frac{f_c}{E}}$	(3.41)

D'autres modes de chargement ont été explicités dans la bibliographie, mais ils ne seront pas présentés ici du fait de leur inadéquation avec les conditions aux limites pouvant exister dans les ouvrages étudiés.

III.4.6. Méthodes des plans d'expérience

La réalisation de simulations numériques peut s'avérer très couteuse en temps. Afin d'optimiser le temps de calcul, on peut avoir recours à la méthode des plans d'expérience. L'objectifs des plans d'expérience est de choisir au mieux les expériences ou essais à réaliser afin d'approcher la loi de comportement d'une variable à expliquer à partir de variables explicatives. La méthode la plus simple est la méthode des plans factoriels complets issue des travaux de (Fisher, 1934, 1924). Dans cette méthode, chaque variable prend deux valeurs, une valeur haute et une valeur basse. Les variables étant préalablement centrées et réduites, la valeur haute prendra la valeur 1 et la valeur basse la valeur -1. S'il n'y a qu'une variable, l'espace expérimental sera une droite. S'il y en a deux, ce sera un plan. S'il y en a trois, ce sera un cube et pour tout n>3, on parlera d'un hypercube de degré n. Avec cette méthode, le nombre d'expériences ou d'essais à réaliser est de 2^n avec n le nombre de variable. La méthode des plans d'expériences factoriels complets présuppose qu'il existe un polynôme du premier degré pour chaque variable explicative et pour toutes les interactions possibles entre les variables explicatives permettant de décrire la variable à expliquer.

Le principal défaut de la méthode précédemment présentée est l'explosion combinatoire. En effet, le nombre d'essais est multiplié par deux pour chaque variable supplémentaire. D'autres méthodes existent et permettent de limiter le nombre d'essais. Cependant, ces méthodes nécessitent de pouvoir estimer, a priori l'effet des interactions entre variables.

III.5. Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des maçonneries

III.5.1. Introduction

La modélisation numérique permet de simuler numériquement le comportement mécanique d'un système physique réel. La représentativité des résultats demeure néanmoins dépendante des données d'entrée des modèles. Les propriétés mécaniques et les lois de comportements des matériaux modélisés font partie de ces données d'entrées, il est donc nécessaire de les caractériser par des essais *in situ* ou en laboratoire. Dans cette partie seront caractérisés les éléments constitutifs de la maçonnerie des ruisseaux couverts, à savoir les joints et les moellons. Conformément aux approches rencontrées dans la bibliographie présentées dans la partie III.4.2, un modèle de comportement élastique linéaire sera utilisé pour décrire les moellons. Un modèle de comportement de Mohr-Coulomb sera utilisé pour décrire les joints.

Les propriétés mécaniques à déterminer pour les deux modèles utilisés sont :

Pour le modèle élastique linéaire (moellons) :

- La masse volumique ρ (kg/m^3),
- Le module E (GPa),
- Le coefficient de Poisson v,

Pour le modèle de Mohr-Coulomb (joint) :

- la masse volumique ρ (kg/m^3),
- le module E (GPa),
- le coefficient de Poisson ν,
- la cohésion C (MPa),
- l'angle de frottement interne θ (°),
- la résistance à la traction Rt (MPa),

Les propriétés mécaniques précédentes seront déterminées avec des essais de compression et/ou de flexion, la masse volumique sera estimée pour chaque éprouvette par le rapport de sa masse totale sur son volume apparent.

III.5.2. Echantillonnage

III.5.2.1. Zones d'échantillonnage

29 ruisseaux couverts ont été visités au cours de ce projet. La nature des moellons et des joints qui les constituent est hétérogène. De plus, le prélèvement de joints comme de moellons est rendu difficile ou impossible par la difficulté d'accès et l'état des ouvrages. Il a été choisi de sélectionner les trois ouvrages présentant visuellement les plus grands écarts pour prélever les joints et les moellons qui seront caractérisés et permettront de définir les gammes de propriétés utilisées pour les modèles numériques.

Les trois ouvrages sélectionnés sont :

- Le Tunnel du Terril de Champclauson – 1 à *La Grand Combe*
- Le ruisseau couvert de la Vieille Valette à *Robiac-Rochessadoule*
- Le ruisseau couvert de la Jasse-2 à *Chamborigaud*

La stabilité des ouvrages ne permettant pas de réaliser des carottages en toute sécurité, les prélèvements ont été réalisés dans des tronçons effondrés en sélectionnant des éléments de maçonnerie, manuportables, dont l'intégrité était la mieux conservée.

III.5.2.2. Nombre et description des prélèvements

Le nombre de prélèvements ainsi que leurs descriptions ont été résumés dans le Tableau 3.4.

Tableau 3. 4 : Description des prélèvements effectués

	Nom du Ruisseau-Couvert (Ville)	Nombre de prélèvements	Description
Joints (21 prélèvements)	**Tunnel du Terril de Champclauson – 1** (La Grand Combe)	**7**	**Aspect similaire à du béton**
	Ruisseau couvert de la Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule)	**7**	**Sombre et légèrement friable**
	Ruisseau couvert de la Jasse-2 (Chamborigaud)	**7**	**Noir et friable**
Moellons (6 prélèvements)	**Tunnel du Terril de Champclauson – 1** (La Grand Combe)	**2**	**Grès grossier**, présence de stratification avec un léger grano-classement
	Ruisseau couvert de la Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule)	**2**	**Grès grossier** et bien trié
	Ruisseau couvert de la Jasse-2 (Chamborigaud)	**2**	**Conglomérat** bien trié à clastes supportés avec présence de quartz **Conglomérat** à clastes jointifs (schistes, micaschistes, quartz et clastes

III.5.3. Protocoles de test

III.5.3.1. Dimension et forme des éprouvettes

Les éprouvettes réalisées dans les moellons de roche sont cylindriques et présentent un élancement moyen de 2 (en moyenne Ø69 x 137 mm, Figure 3.10) La confection des éprouvettes et les essais de compression sur les moellons ont été réalisés en suivant la norme NF P 94-425.

L'inspection visuelle et la mesure de 69 joints a permis d'établir que les joints avaient une épaisseur moyenne de 40 mm et un coefficient de variation de 33 %. Les dimensions finales des éprouvettes étaient donc de 4 cm au maximum. Compte- tenu de ces petites dimensions et des difficultés de découpe, nous avons réalisé des éprouvettes de joints prismatiques et non-cylindriques (Figure 3.11) Les dimensions recommandées pour la réalisation d'éprouvettes prismatiques pour les essais de flexion et de compression préconisés par la norme EN12390-1 et NF EN12 390-13 n'ont donc pas été respectées, à savoir des éprouvettes de 100 mm de côté. Cependant, l'annexe A de la norme EN 12504-1 permet d'estimer l'erreur commise sur la détermination des propriétés mécaniques

réalisées avec des prismes de dimensions inférieures. Il a donc été possible de réaliser des essais de compression et de flexion respectant respectivement les normes NF EN 12-390-13 et EN 12390-1.

Deux types d'éprouvettes ont été réalisés, d'une part des éprouvettes d'élancement 2 pour les essais de compression (en moyenne 61 x 61 x 117 mm, Figure 3.11 et d'autre part des éprouvettes d'élancement de 4 pour les essais de flexion (en moyenne 42 x 42 x 160 mm, Figure 3.12.

Figure 3. 10 : Eprouvettes de moellons réalisées pour les essais de compression

Figure 3. 11 : Eprouvettes de joints réalisées pour les essais de compression

Figure 3. 12 : Eprouvettes de joints réalisées pour les essais de flexion

Les éprouvettes cylindriques ont été carottées puis leur longueur a été ajustée à la scie circulaire et rectifiée pour en garantir la planéité et le parallélisme des surfaces d'appui. Les éprouvettes prismatiques ont été découpées et ajustées à la scie circulaire.

45 éprouvettes ont été réalisées pour cette étude, mais seulement 41 ont pu permettre d'aboutir à la mesure de propriétés mécaniques. La répartition de ces éprouvettes est décrite dans le Tableau 3.5.

Tableau 3. 5 : Description des éprouvettes réalisées à partir des prélèvements effectués

	Nom du Ruisseau-Couvert (Ville)	Nombre de prélèvements	Nombre d'éprouvettes (Essai de compression)	Nombre d'éprouvettes (Essai de flexion)
Joints (30 éprouvettes)	Tunnel du Terril de Champclauson – 1 (La Grand Combe)	7	4	7
	Ruisseau couvert de la Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule)	7	5	5
	Ruisseau couvert de la Jasse-2 (Chamborigaud)	7	4	5
Moellons (11 éprouvettes)	Tunnel du Terril de Champclauson – 1 (La Grand Combe)	2	4	
	Ruisseau couvert de la Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule)	2	3	
	Ruisseau couvert de la Jasse-2 (Chamborigaud)	2	4	

III.5.3.2. Mesure de la masse volumique

La masse volumique des éprouvettes a été calculée comme le rapport de leur masse totale en condition naturelle à leur volume apparent. La balance utilisée présentait une précision du gramme et le pied à coulisse permettant d'estimer leurs dimensions pour le calcul du volume présentait une précision au 1/10 mm. Les mesures ont été réalisées seulement quelques jours après les prélèvements afin d'approcher au mieux la masse volumique *in situ*.

III.5.3.3. Immersion des joints

Habituellement, le niveau d'eau dans les ruisseaux couverts ne dépasse pas quelques centimètres. Cependant, des laisses de crues ont été observées au niveau de la clé de voûte de certains ouvrages. Il apparait donc que, lors d'orages, ces ouvrages peuvent être entièrement chargés en eau. Nous pouvons noter que le ruisseau couvert Rochessadoule Amont à Robiac-Rochessadoule s'est effondré lors d'un orage en 2012. Il est possible que la teneur en eau des éléments constitutifs de la maçonnerie ait influencé cet effondrement. Nous avons donc quantifié l'influence de l'eau sur les propriétés mécaniques afin de pouvoir la prendre en compte dans nos modèles.
De nombreux auteurs ayant déjà évalué l'influence de l'eau sur les roches, les essais sur les moellons n'ont donc pas été reproduits. Selon certaines études, il semble que la résistance à la compression uniaxiale des roches saturées en eau diminue de 50 à 75 % par rapport à leur résistance en conditions sèches (Erguler and Ulusay, 2009; Tang, 2018; Vásárhelyi and Ván, 2006).
L'hétérogénéité des joints et de leurs matériaux constitutifs ayant rendu difficile toute comparaison avec des données issues de la littérature, nous avons évalué leur résistance après immersion des

éprouvettes pendant 24 h (6 éprouvettes pour les essais de compression et 7 pour les essais de flexion, Figure 3.13.

Figure 3. 13. Immersion des éprouvettes de joint

III.5.4. Essai de compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale est réalisé par application d'une force croissante sur l'éprouvette jusqu'à la rupture. La force est pilotée informatiquement de sorte à éviter toute variation trop brutale. Les joints et les moellons ayant des résistances à la rupture très différentes, deux presses ont été utilisées : une presse pouvant appliquer de 0.5 à 40 kN pour les éprouvettes de joint et une presse allant de 5 à 400 kN pour les éprouvettes de moellons.

Conformément aux normes NF P94-425 et NF EN 12390-13, deux jauges de déformation ont été utilisées pour mesurer les déformations longitudinales et deux autres jauges ont été utilisées pour mesurer les déformations radiales (Figure 3.14). La force appliquée étant automatiquement mesurée par la presse, la mesure des déformations permet d'estimer le module d'Young et le coefficient de Poisson, en plus de la résistance à la rupture.

Figure 3. 14 : Essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de moellon équipée de jauges

III.5.5. Essai de flexion

L'essai de flexion réalisé sur les éprouvettes de joint est un essai de flexion trois points (Figure 3.15) avec une presse pouvant appliquer de 0.5 à 40 kN et d'une presse artisanale (Figure 3.16) réalisée pour l'occasion. L'éprouvette prismatique est posée sur deux appuis simples (linéaires rectilignes) et soumise à une force linéique appliquée au milieu de l'éprouvette. La force est croissante jusqu'à rupture de l'éprouvette. La résistance à la rupture des éprouvettes en flexion permet d'estimer leur résistance à la traction. Les essais ont été réalisés conformément à la norme NF EN 12390-5.

Figure 3. 15 : Essai de flexion trois points sur une éprouvette de joint

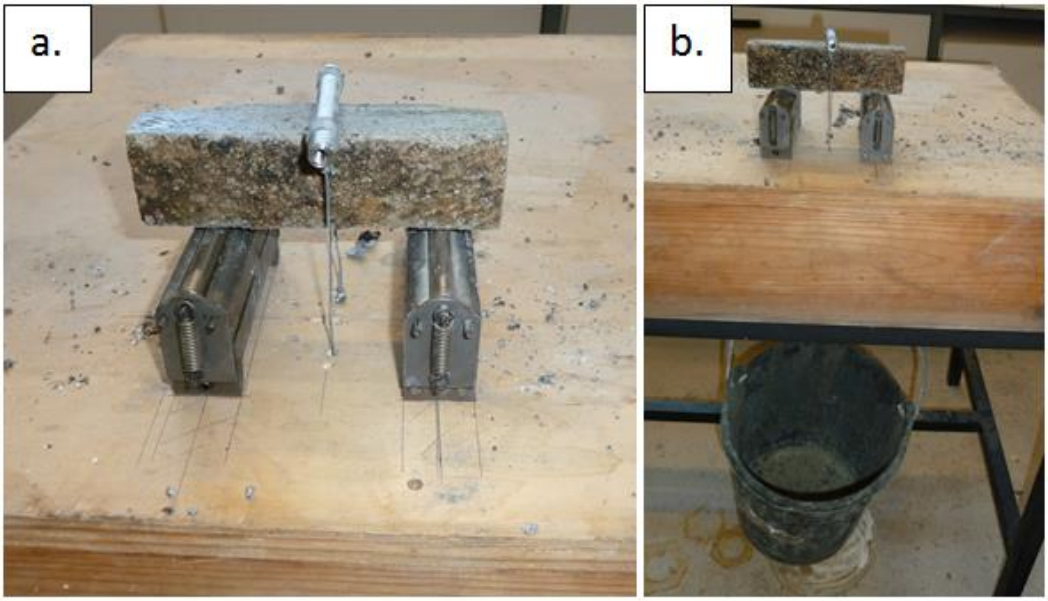


Figure 3. 16 : Presse artisanale utilisée pour certains essais de flexion

Du fait de leur faible résistance, une partie des éprouvettes de joints ne supportait pas l'application de la pré-charge appliquée par la plus petite des presses utilisées pour nos essais. Afin tout de même d'estimer les propriétés de ces matériaux, nous avons développé, pour l'occasion, une presse artisanale (Figure 3.16). Cette presse est constituée de deux supports d'essai de flexions récupérés sur une autre presse et d'une barre métallique reliée à un sceau. Lors du chargement, l'éprouvette est posée sur les deux appuis, la barre métallique reliée au seau par deux fils de fer est mise en place au milieu de l'éprouvette, puis on remplit le seau de poids jusqu'à la rupture de l'éprouvette. En pesant le contenu du seau à la rupture, on obtient la force appliquée à la rupture. Il est à noter que, conformément à la norme NF EN 12390-5, les deux appuis linéiques sont séparés de 3 fois le plus petit côté de l'éprouvette (120 mm entre les deux appuis pour des éprouvettes de 160x40x40 mm). Par ailleurs, la charge a été appliquée à l'aide d'ajouts successifs de poids de 1 kg pour un poids à la rupture généralement situé entre 20 et 60 kg. Le dernier poids ajouté a été retiré avant chacune des pesées.

III.5.5.1. Estimation de la cohésion et de l'angle de frottement interne

Par l'utilisation des cercles de Mohr et connaissant la résistance à la compression simple et à la traction simple, nous avons estimé la cohésion ***C*** (Pa) et l'angle de frottement interne ***Ø*** des matériaux par les équations suivantes :

$$\emptyset = \tan^{-1}\left(\sqrt{\frac{-{r_t}^2}{{r_t}^2-{x_t}^2+x_t.\frac{r_t.x_c-r_c.x_t}{r_t-r_c}-\left(\frac{r_t.x_c-r_c.x_t}{r_t-r_c}\right)^2}}\right) \quad (3.42)$$

$$C = -\frac{r_t.x_c-r_c.x_t}{r_t-r_c}.\sqrt{\frac{-{r_t}^2}{{r_t}^2-{x_t}^2+x_t.\frac{r_t.x_c-r_c.x_t}{r_t-r_c}-\left(\frac{r_t.x_c-r_c.x_t}{r_t-r_c}\right)^2}} \quad (3.43)$$

Avec :

- R_c la résistance à la compression (Pa)
- R_t la résistance à la traction (Pa)
- $x_t = \frac{R_t}{2}$
- $r_t = abs(\frac{R_t}{2})$
- $x_c = \frac{R_c}{2}$
- $r_c = abs(\frac{R_c}{2})$

Les calculs ont été effectués pour les moyennes de résistances en traction et en compression des éprouvettes dans leurs états initiaux et après avoir été immergés pendant 24 h pour chacune des trois zones d'échantillonnage. Les gammes de cohésions et d'angles de frottement interne comprendront donc trois valeurs pour les éprouvettes immergées, et trois valeurs pour les éprouvettes dans leur état initial.

III.5.6. Résultats

Des boites de Tukey (boîte à moustaches, Figure 3.17) ont été utilisées pour représenter la distribution des différentes propriétés. Pour le module, la résistance à la compression, la résistance à la traction, le coefficient de Poisson et la masse volumique, les limites des segments correspondent aux valeurs minimales et maximales, la boîte correspond à l'intervalle interquartiles et la barre centrale à la valeur médiane. Dans le cas de ***C*** et de ***φ***, les barres des boîtes représentent les trois valeurs calculées à partir des moyennes des trois zones d'échantillonnage.

Une synthèse de la distribution des propriétés mécaniques obtenues en laboratoire est proposée dans le Tableau 3.6.

La gamme de résistance en compression et la gamme de résistance en traction sont cohérentes avec les gammes des valeurs disponibles dans la littérature pour les joints comme pour les moellons (Tableau 3.6) Il existe des écarts sur les gammes de module et de coefficient de Poisson pour les joints et pour les moellons. Pour les moellons, les écarts sont néanmoins faibles et la majorité de la gamme reste commune. Pour les joints, cela pourrait s'expliquer par la présence de joints très proches d'un béton alors que du mortier est habituellement utilisé, les écarts restent cependant, là aussi, faibles. De ce fait la gamme de coefficient de sécurité obtenue pour des propriétés issues de la littérature dans la partie III.3 était cohérente dans le cas des ruisseaux couverts.

L'immersion pendant 24 h des éprouvettes de joint altère en moyenne toutes les propriétés mécaniques testées, le module est divisé par 2,6, la résistance à la compression par 3,2, la résistance à la traction par 2 et la cohésion par 2. La diminution des propriétés mécaniques est plus importante que pour les moellons de roche pour lesquels la diminution constatée de la résistance en compression pouvait être divisée au maximum par 2 (entre 1,3 et 2 selon les études). Cette variation importante des propriétés mécaniques peut donc influer sur le comportement global des ouvrages et devra être considérée dans les modèles numériques.

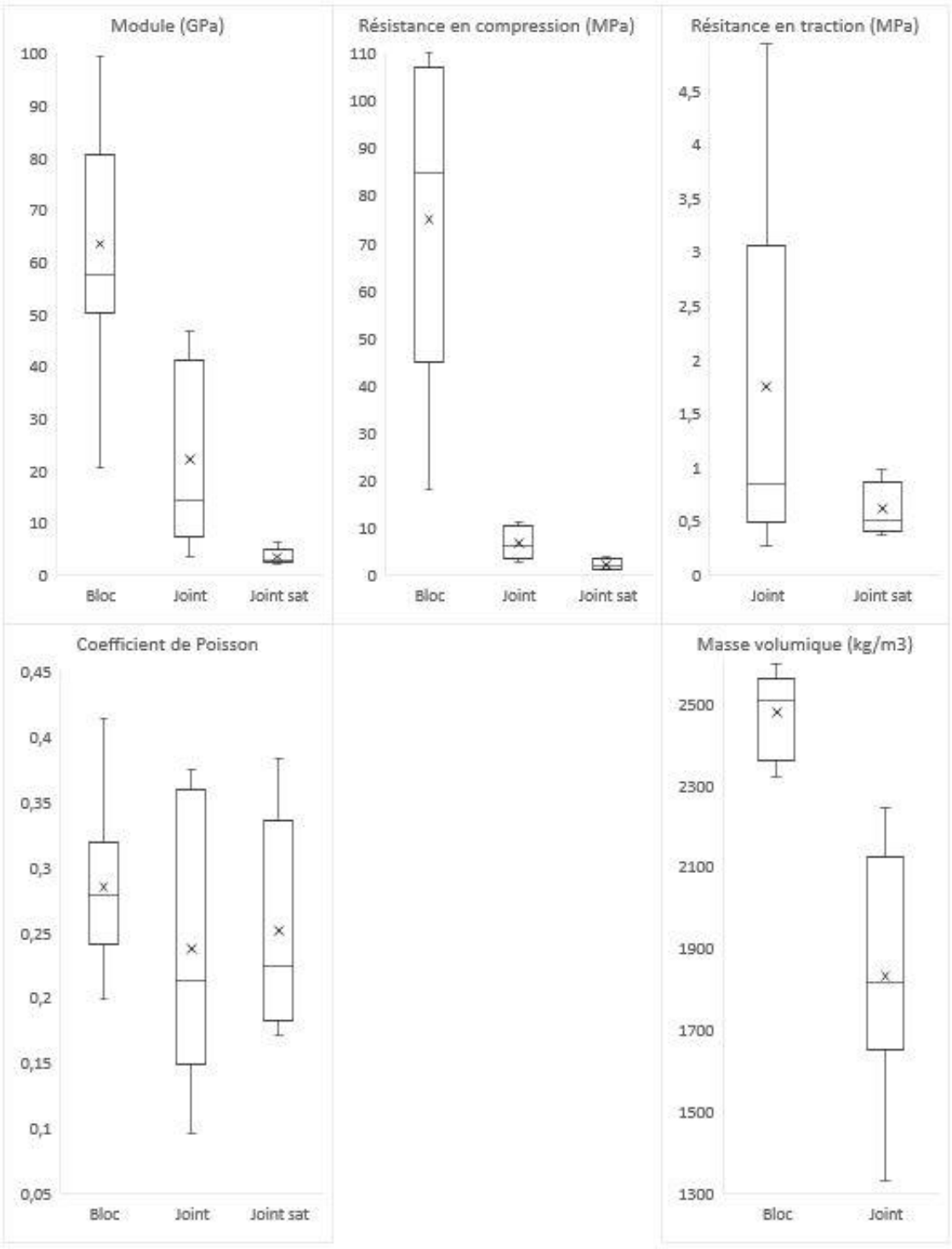


Figure 3. 17 : Boites de Tukey des propriétés mécaniques mesurées pour les joints et pour les moellons

Tableau 3. 6 : Distribution des propriétés mécaniques obtenues en laboratoire

		ρ (kg/m3)	E (GPa)	Rc (Mpa)	ν	Rt (Mpa)	C (Mpa)	Ø (°)
Bloc	Min	2319	21	18	0.20			
	Max	2596	99	110	0.41			
	Moyenne	2480	64	75	0.28			
	Coeff de va	4%	38%	45%	22%			
Joint	Min	1331	4	3	0.10	0.3	0.3	15
	Max	2246	47	11	0.38	4.9	1.8	32
	Moyenne	1833	22	7	0.23	1.8	0.8	26
	Coeff de va	17%	78%	53%	44%	94%	97%	36%
Joint (immergé 24h)	Min		2	1	0.17	0.4	0.2	23
	Max		6	4	0.38	1.0	0.6	26
	Moyenne		4	2	0.27	0.6	0.4	25
	Coeff de va		44%	50%	33%	41%	46%	7%

Ces résultats permettent d'affiner les gammes de propriétés mécaniques qui seront utilisées dans les modèles numériques. Notons que, d'après l'annexe A de la norme EN 12504-1, il est cependant possible que la résistance en compression des joints ait été sous-estimée de 7 % en raison des dimensions non-standards qui ont été utilisées.

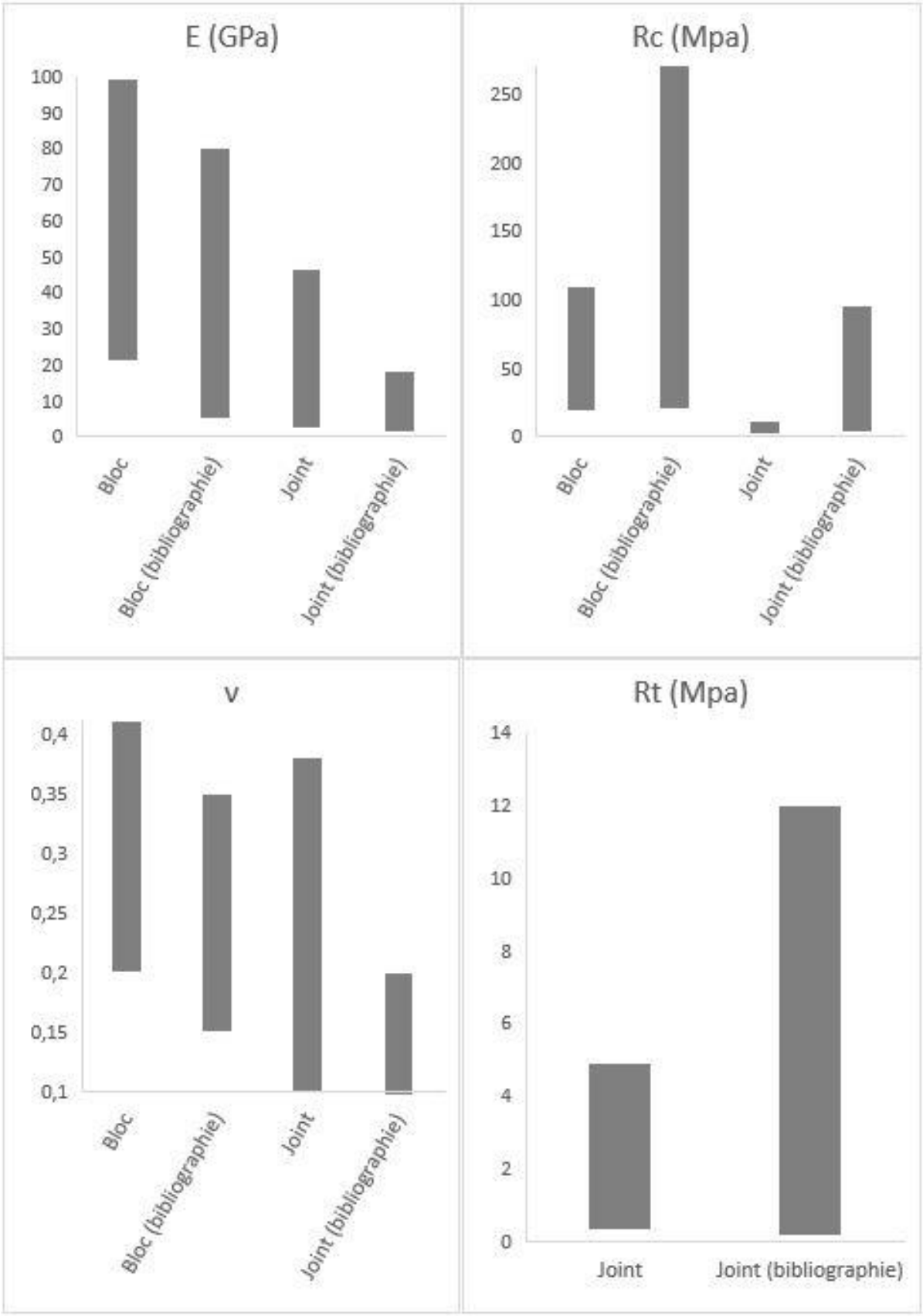


Figure 3. 18 : Comparaison des propriétés obtenues aux propriétés issues de la littérature

III.6. Détermination des propriétés mécaniques du remblai

Des essais pressiométriques ont été réalisés par l'entreprise ABSOL sur des terrils miniers construits sur des ruisseaux couverts dans les villes de La Grand Combes, Alès et Molières sur Cèze. Lors de ces essais, trois caractéristiques ont été relevées :

- Le module pressiométrique (module du comportement pseudo élastique du sol) (Em)
- La pression limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique (Pf)
- La pression limite de résistance à la rupture du sol (Pl)

Ces résultats sont présentés dans le Tableau 3.7. La distribution des propriétés mécaniques peut être présentée avec les boites de Tukey (Figure 3.19).

Tableau 3. 7 : Résultats et description des essais pressiométriques sur les remblais

Ville	Lithologie	Em (Mpa)	Pf (Mpa)	Pl(Mpa)
La Grand-Combe	Remblais, déchets miniers noirs - Sable -Blocs	12.5	0.78	1.18
La Grand-Combe	Remblais, déchets miniers noirs - Sable -Blocs	17.4	0.73	1.14
La Grand-Combe	Remblais, déchets miniers noirs - Sable -Blocs	1.7	0.1	0.15
Alès	Sable limoneux à graviers noirâtre - Remblais	5.1	0.32	0.46
Alès	Sable limoneux à graviers noirâtre - Remblais	6.1	0.47	0.63
Molières-sur-Cèze	Sable gris/noirâtre à graviers	2.4	0.25	0.31
Molières-sur-Cèze	Sable gris/noirâtre à graviers	3.2	0.28	0.46

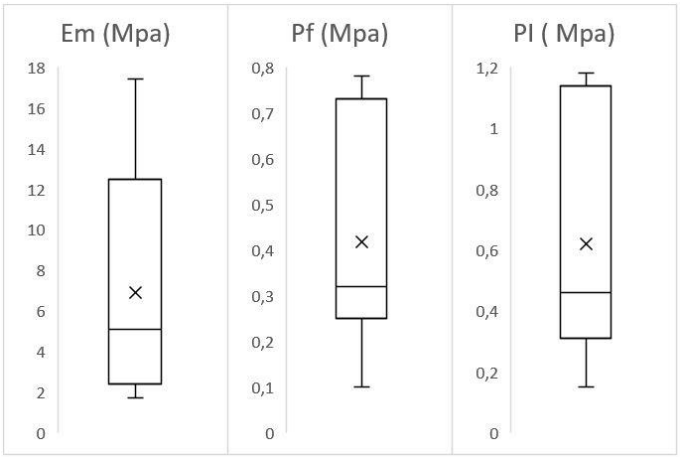


Figure 3. 19 : Boites de Tukey des propriétés du remblai

III.7. Matériel et méthodes

III.7.1. Stratégie de modélisation

Dans cette partie, nous tenterons d'évaluer phénoménologiquement le mode de chargement pouvant aboutir aux ruptures observées sur le terrain, à partir de modèles numériques. Nous tenterons ensuite de proposer un méta-modèle permettant d'estimer la résistance des piédroits selon le mode de chargement déterminé. Conformément à la littérature, nous utiliserons des micro-modèles détaillés de piédroits. Un modèle de comportement élastique (Addessi et al., 2014; Giordano et al., 2002; Nazir et Dhanasekar, 2013; Riddington et Naom, 1994) sera attribué aux moellons et un modèle élastoplastique avec écrouissage négatif de type Mohr-Coulomb (Addessi et al., 2014; Giordano et al., 2002; Nazir et Dhanasekar, 2013; Sarhosis et Lemos, 2018). Le logiciel retenu est le logiciel FLAC3D (société Itascac.g) du fait de son utilisation récente sur des ouvrages similaires (Chen et al., 2016) et du macro-langage intégré (FISH) permettant d'automatiser le fonctionnement du logiciel. Ce logiciel utilise la méthode des différences finies de manières explicites. La 3D a été utilisée afin de prendre en compte l'hétérogénéité de la maçonnerie dans toutes les directions.

III.7.1.1. Mode de rupture observé et comparaison avec la littérature

La revue de littérature nous a permis de mettre en évidence trois principaux modes de chargement et de rupture associés. Ces trois modes sont les suivants :

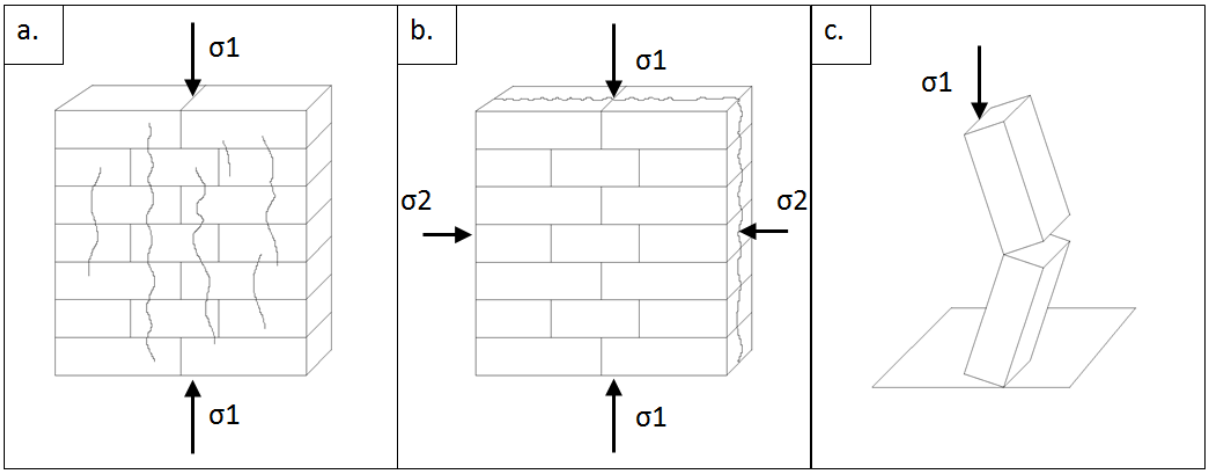


Figure 3. 20 : Schéma du mode de chargement et de rupture d'un mur maçonné pour: a) un chargement uniaxal, b) un chargement biaxial d'après (Page, 1981), c) Mode de rupture et de chargement d'un mur en maçonnerie chargé de manière excentrée

- 1) Chargement uniaxial concentrique, rupture en traction dans un plan normal à la surface libre et parallèle à σ_1 ($\sigma_1 >> \sigma_2$) (Figure 3.20.a),
- 2) Chargement biaxial concentrique, rupture en traction dans un plan parallèle à la surface libre ($\sigma_1 < 10.\sigma_2$) (Figure 3.20.b),

- 3) Chargement unaxial excentrique, flambement du mur et rupture en traction dans un plan de joint (Figure 3.20.c).

Le mode de chargement est difficile à estimer en sous terrain, cependant deux déclinaisons de ce qui semble être un même mode de rupture peuvent être observées :

- 1) Rupture dans un plan parallèle à l'axe du ruisseau couvert, passant par le milieu du sommet du piédroit et par le coin situé à l'intrados de la base du piédroit (Figure 3.21.a),
- 2) Rupture dans un plan parallèle à l'axe du ruisseau couvert, passant par le tiers de l'épaisseur du sommet du piédroit et par le milieu de la hauteur du piédroit côté intrados (Figure 3.21.c),
- Dans ces deux cas, nous pouvons constater qu'un déplacement latéral accompagne la rupture (Figure 21.a. & Figure 3.21.c).

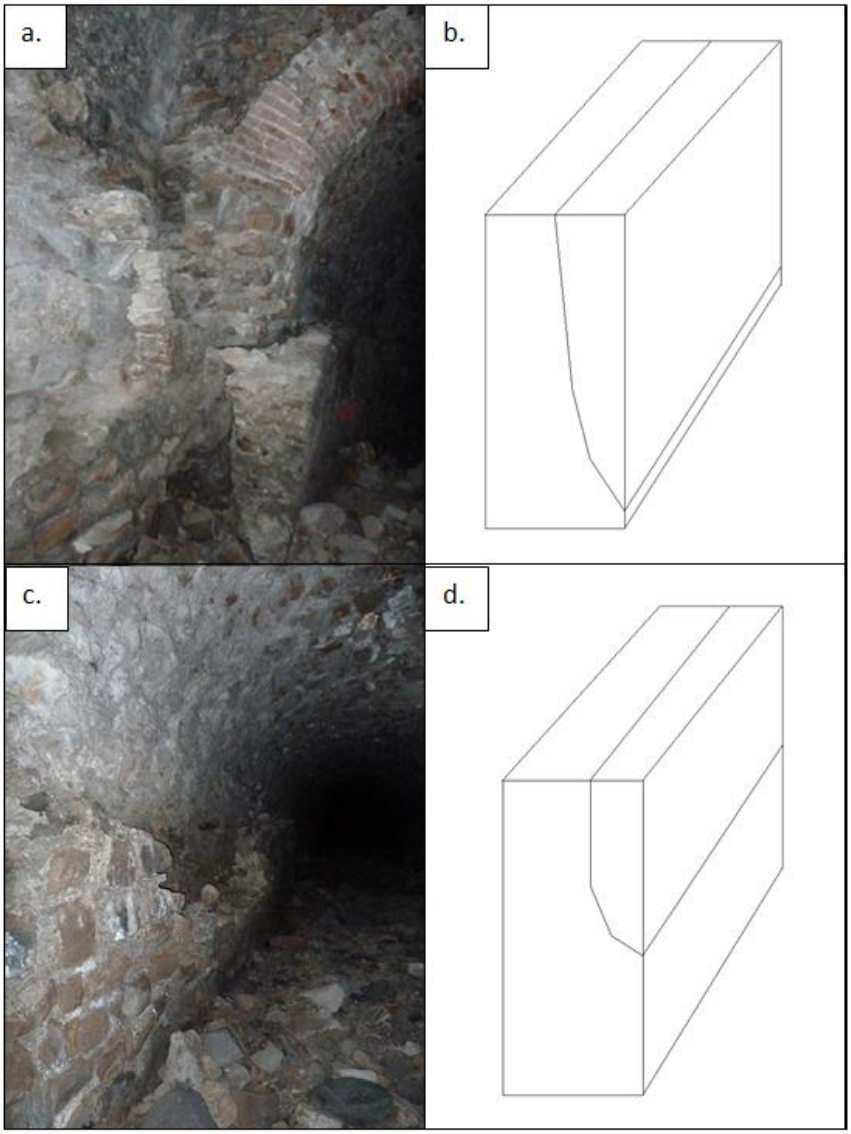


Figure 3. 21 : Photographies et schémas associés aux ruptures observées : a) effondrement des piédroits dans le ruisseau couvert Les Forges à Bessèges ; b) schéma associé au mode de rupture observé en a) ; c) effondrement des piédroits dans le ruisseau couvert de la Vieille Valette à Robiac-Rochessadoule ; d) schéma associé au mode de rupture observé en c)

III.7.2. Génération du modèle

Le mode de chargement permettant d'aboutir aux ruptures observées est méconnu, il en est de même pour la résistance. Par ailleurs, du fait de la variabilité géométrique des moellons et des joints, la résistance des piédroits est probablement variable au sein d'un même ouvrage. Pour évaluer l'influence de cette variabilité, il faudrait «réaliser numériquement» des piédroits dont la distribution géométrique des éléments est compatible avec la distribution constatée dans les ruisseaux couverts. Il n'existe cependant pas à notre connaissance d'algorithme permettant de générer, de manière aléatoire, et en 3D, des murs en maçonnerie de moellons et de joints. De ce fait, un algorithme a été programmé sur scilab au cours de la thèse. Il permet d'écrire automatiquement les lignes de codes permettant de générer un mur en maçonnerie apériodique sur le logiciel GMSH. Le modèle généré est maillé sur GMSH puis exporté pour être utilisé sur le logiciel FLAC3D. L'algorithme programmé sur scilab fonctionne de la façon suivante :

- Les dimensions du mur, des moellons, des joints et le pourcentage de variabilité permis pour les dimensions des moellons et des joints sont entrés par l'utilisateur.

- Le mur est réalisé par couches successives. La dimension de chacune des couches est choisie pseudo aléatoirement dans une séquence de dimensions permettant de garantir la cohérence du maillage global du mur.

- Chaque moellon parallélépipédique présent sur une couche est séparé d'un autre par une couche de joint dont l'épaisseur peut être pseudo aléatoire ou fixe.

- Les moellons sont positionnés par tranche sur chacune des couches. La largeur de chacune des tranches est choisie pseudo aléatoirement. Les épaisseurs de chacun des moellons de la tranche sont aussi choisies de manière pseudo aléatoire.

- On itère de la même manière pour chacune des couches et des tranches qui composent le mur.

- Les séquences dans lequelles on choisit aléatoirement les dimensions des moellons et des joints permettent de garantir la cohérence du maillage du mur mais elles ne garantissent pas l'adéquation entre les dimensions du mur final et celles demandées par l'utilisateur. Si les dimensions ne sont pas compatibles, un algorithme itère aléatoirement pour réduire ou augmenter les dimensions des couches, des tranches ou des épaisseurs des moellons afin de converger vers les dimensions souhaitées. Cependant, si la gamme de variabilité dimensionnelle fixée par l'utilisateur est dépassée, l'algorithme complet reprend du début et réitère jusqu'à trouver une solution satisfaisante vis-à-vis de toutes les conditions fixées par l'utilisateur.

- Un type ''joint'' ou ''moellon'' est attribué à chacun des éléments créés afin de pouvoir, par la suite, facilement attribuer des propriétés mécaniques aux mailles du modèle

- Enfin le volume de chacun des moellons est calculé, et la distribution de ces volumes pour l'ensemble des moellons du mur est caractérisée par sa moyenne, et son écart-type. Ceci permet de comparer, dans un premier temps, la distribution des moellons dans les différents murs générés.

Les séquences pseudo aléatoires sont générées à partir d'une contrainte dimensionnelle imposée par l'utilisateur. Elle n'influe pas sur les dimensions des mailles qui pourront être utilisées mais sur la complexité du modèle et sur la probabilité de trouver une solution satisfaisante dans un temps donné.

La Figure 3.22.a permet de visualiser le résultat obtenu de face et selon une coupe (Figure 3.22.b). Nous pouvons également constater la cohérence du maillage obtenu sur la Figure 3.23.

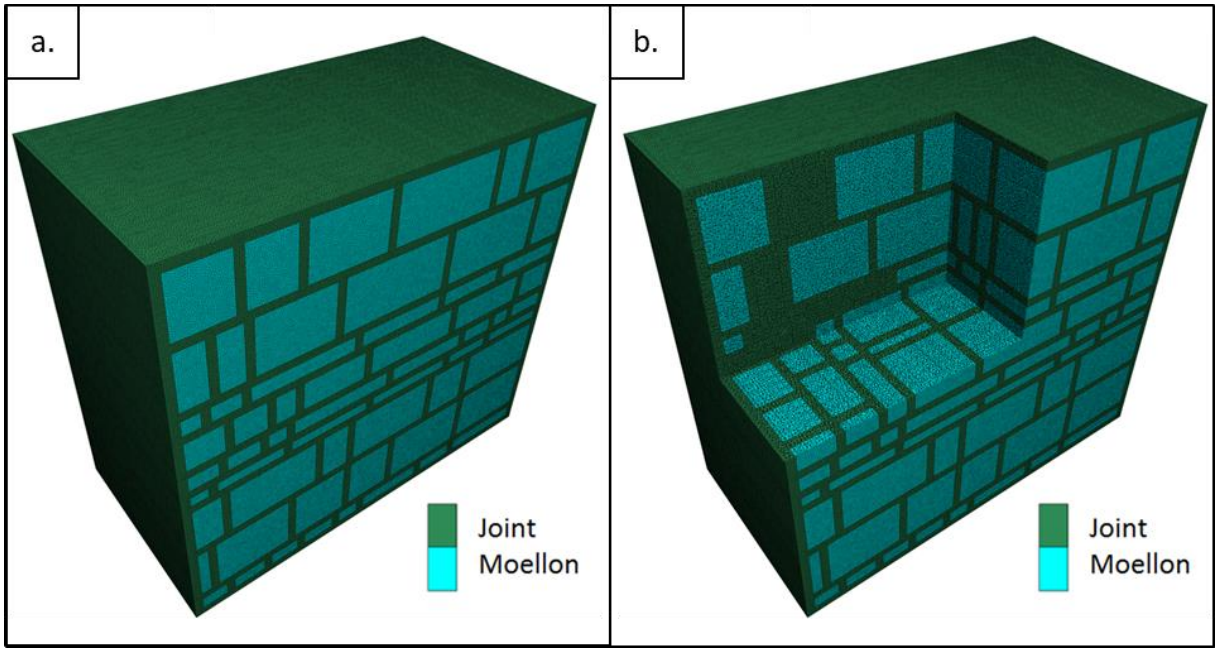


Figure 3. 22 : Vue de face (a) et en coupe d'un piédroit généré (b)

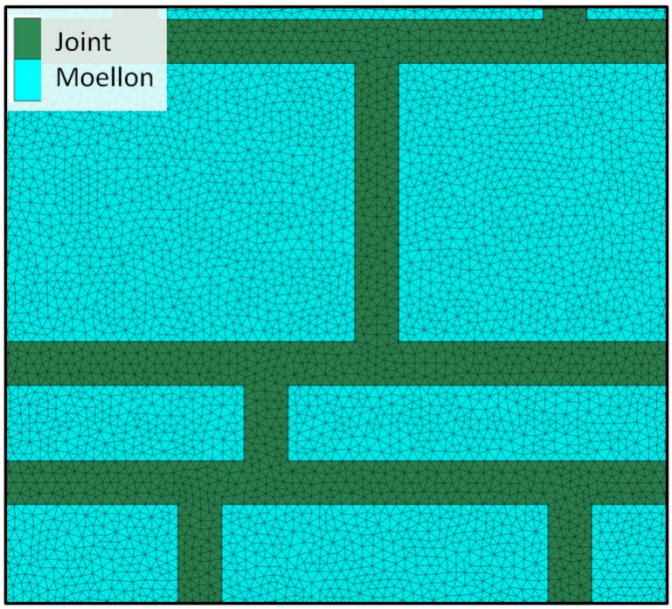


Figure 3. 23 : Maillage des piédroits

III.7.3. Estimation de l'épaisseur des piédroits

Dans un ouvrage souterrain, il est difficile de mesurer l'épaisseur des piédroits. Sur l'ensemble des ouvrages étudiés, nous sommes parvenus à le faire seulement à 16 reprises et sur 13 ouvrages différents. Ces mesures ont principalement été effectuées au niveau des effondrements ou de fissures décimétriques. A partir de ces 16 relevés, nous avons tenté d'évaluer la pertinence de l'utilisation d'anciennes règles de dimensionnement et d'une régression multiple pour estimer l'épaisseur des piédroits à partir des dimensions intérieures de l'ouvrage.

Les trois règles anciennes et l'équation issue d'une régression multiple sont les suivantes :

Tableau 3. 8 : Lois de dimensionnement des ouvrages voutés et loi issue d'une régression multiple

(Perronet, 1777)	Ep_0=0,325+0,035.Ouv	(3.44)
(Croizette-Desnoyers, 1885)	Ep_0=0,20+0,17.$\sqrt{Ouv}$	(3.45)
(Séjourné, 1916)	Ep_1=2.Ep_0	(3.46)
Régression multiple	Ep1=0,44+0,09.Ouv+0,15.Flè-0,05.H_pd	(3.47)

Avec :

- Ep0 : l'épaisseur de la clé de voute
- Ep1 : l'épaisseur des piédroits
- Ouv : l'ouverture du ruisseau couvert
- Flè : la flèche du ruisseau couvert
- H_pd : l'épaisseur des piédroits

Les mesures effectuées et l'erreur moyenne absolue en pourcentage et l'erreur absolue maximum relative à chaque modèle d'estimation sont présentés dans le Tableau 3.9.

Tableau 3. 9 : Mesures de l'épaisseur de piédroits effectuées et comparaison de modèles d'estimation de l'épaisseur des piédroits

	Valeurs mesurées				Epaisseur des piédroits estimée		
Nom ouvrage	Ouverture (m)	Fleche (m)	H_Piédroits (m)	Ep Piédroits (m)	Séjourné & Perronet (m)	Séjourné & Croizette (m)	Régression multiple (m)
Ruisseau couvert de la Jasse - 1	2,50	1,50	1,60	0,90	0,83	0,94	0,81
Ruisseau couvert de la Jasse - 2	1,40	0,25	1,95	0,50	0,75	0,80	0,51
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	2,00	1,10	1,00	1,00	0,79	0,88	0,73
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	2,00	1,10	1,00	0,80	0,79	0,88	0,73
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	2,10	1,20	1,40	0,80	0,80	0,89	0,74
Tunnel de Cornas - 2	1,50	0,90	1,00	0,70	0,76	0,82	0,66
Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	10,00	4,50	4,50	2,20	1,35	1,48	1,81
Ruisseau couvert de Lascous	3,20	1,00	1,36	0,80	0,87	1,01	0,81
Tunnel non inventorie de Brousse Varin	2,10	1,30	1,30	0,60	0,80	0,89	0,76
Tunnel de Brousse Varin Est	2,99	1,48	1,48	0,70	0,86	0,99	0,86
Tunnel de Brousse Varin Est	2,90	1,45	1,45	0,80	0,85	0,98	0,84
Ruisseau couvert de Chalmeton	4,00	2,20	1,00	1,20	0,93	1,08	1,08
Tunnel Pisani	2,00	1,00	1,40	0,80	0,79	0,88	0,70
Ruisseau couvert du ruisseau blanc	3,00	1,65	1,85	0,85	0,86	0,99	0,87
Ruisseau couvert du Sans Nom	6,60	3,10	2,90	0,70	1,11	1,27	1,36
Annexe du RC du Sans Nom	3,00	1,00	1,60	0,80	0,86	0,99	0,78
Erreur absolue moyenne en pourcentage					18 %	27 %	16 %

Nous pouvons constater que le modèle issu d'une régression multiple et l'utilisation conjointe de la règle de dimensionnement proposée par Séjourné (1916) et Perronet (1777) donnent en moyenne des résultats similaires. Du fait de la plus faible erreur absolue moyenne en pourcentage, nous conserverons néanmoins l'Equation 3.47 issue d'une régression multiple.

III.7.4. Hypothèses géométriques

L'histogramme suivant (Figure 3.24) présente la distribution de la hauteur des piédroits. On peut constater que cette hauteur est située majoritairement entre 1 et 3 m.

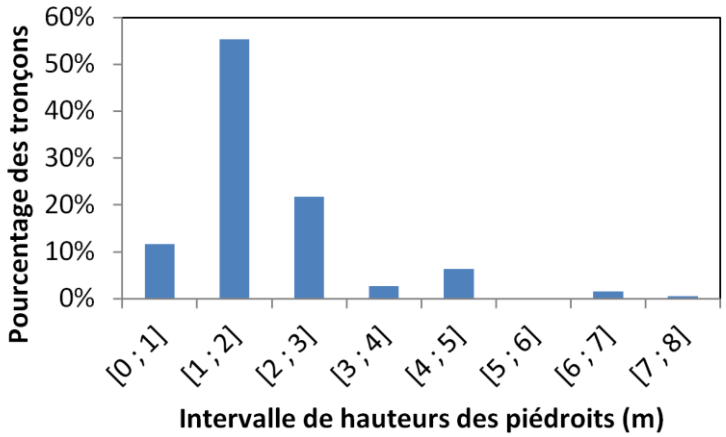


Figure 3. 24 : Distribution de la hauteur des piédroits

L'histogramme suivant (Figure 3.25) présente la distribution de l'épaisseur des piédroits. On peut constater que l'épaisseur des piédroits est située majoritairement entre 0,8 et 1,1 m.

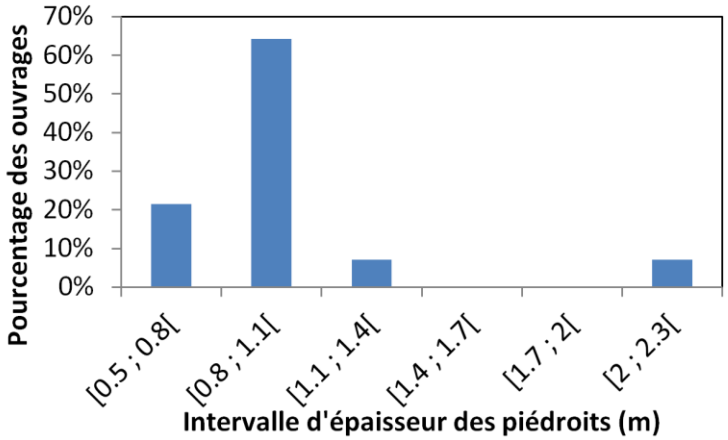


Figure 3. 25 : Distribution de l'épaisseur des piédroits

188 moellons répartis sur 5 piédroits, choisis au hasard dans 5 ouvrages, ont été mesurés. 3 d'entre eux ont été mesurés face à la surface libre et deux, de manière normale, à la surface libre. Nous avons constaté que la hauteur et la largeur des moellons étaient en moyenne identiques. Ces mesures ont permis de constater qu'en moyenne les moellons mesuraient (0,28 m x 0,15 m x 0,15 m) pour un volume moyen de 6,6E-3 m^3. Le coefficient de variation du volume des moellons entre les différents piédroits est de 2 %. La moyenne de la distribution du volume des moellons des différents piédroits est donc très similaire. Nous avons donc fait l'hypothèse, dans nos modèles, que la moyenne de la taille des moellons était fixe et égale à 6,6E-3 m^3. Si la moyenne du volume des moellons est similaire entre les piédroits, il n'en est rien pour la moyenne du coefficient de variation du volume des moellons. L'écart type moyen est de 9,1E-3 m^3 et le coefficient de variation moyen est de 137 %.

De façon analogue 69 joints ont été mesurés, la moyenne obtenue est de 40 mm pour un coefficient de variation de 33 %. Du fait du faible coefficient de variation, nous avons donc considéré que tous les joints avaient une épaisseur de 40 mm.

III.7.5. Conditions aux limites

Dans la majorité des cas, nous avons constaté que les piédroits reposent directement sur la roche encaissante. Les rigidités de la roche encaissante étant très supérieures à la rigidité de la maçonnerie, nous l'avons modélisée par une limite fixe.

La longueur moyenne d'un ruisseau couvert étant en moyenne de 200 m, et la longueur de piédroits représentés de 2 m, nous avons, pour des raisons de symétrie, modélisé les parois latérales du piédroit par des limites fixes en y bloquant les déplacements latéraux.

La module du remblai, se trouvant à l'extrados des piédroits, est faible (7 MPa). Néanmoins, nous avons pu constater à différents endroits, que même lors d'effondrement complet des piédroits le remblai reste en place. De ce fait, nous avons considéré que la contrainte exercée latéralement par le remblai sur les piédroits est faible et ne peut constituer une butée. Nous avons donc laissé cette surface libre.

Le chargement des piédroits par la voûte a été modélisé par l'application progressive d'une vitesse verticale descendante sur la partie supérieure du piédroit, par l'intermédiaire d'une plaque aux propriétés équivalentes à celles des moellons. La vitesse initialement appliquée est de 5 % de la vitesse finale, puis tous les 100 pas de calculs, la vitesse a été augmentée de 5 % de la vitesse finale jusqu'à atteindre la vitesse finale. Cette méthode de chargement a permis de limiter des phénomènes d'oscillations qui pouvaient apparaitre à l'application de la vitesse. Deux types de chargement ont été modélisés, un chargement réparti et un chargement excentrique. Dans le cas du chargement excentrique, la plaque ne repose que sur les 20 % de l'épaisseur du piédroit, du côté intrados.

III.7.6. Estimation de la rupture

La méthode des différences finies est une approche continue dans laquelle les mailles ne peuvent pas se désolidariser à moins d'ajouter une interface supplémentaire. De ce fait, la rupture ne peut être visualisée de manière explicite, comme elle pourrait l'être avec une méthode par éléments discrets.

Afin d'estimer la rupture, nous avons utilisé la variation du volume de l'ensemble des mailles du modèle. Comme nous pouvons le voir sur la Figure 3.26, nous pouvons constater trois phases :

- Phase 1 : Le modèle se déforme élastiquement. La diminution du volume est liée à la contraction élastique des matériaux (moellons et joints), dès lors que le coefficient de Poisson est strictement inférieur à 0,5 (dans notre cas 0,28 pour les moellons et 0,24 pour les joints)

- Phase 2 : La diminution du volume liée à la contraction élastique des matériaux (moellons et joints) s'équilibre avec l'augmentation du volume liée à la déformation inélastique des joints. La déformation inélastique intervient dès lors que des mailles de joint ont dépassé le critère de rupture de Mohr-Coulomb

- Phase3 : L'augmentation du volume liée à la déformation inélastique des joints devient prépondérante sur la contraction élastique de l'ensemble des matériaux du modèle (joints et moellons)

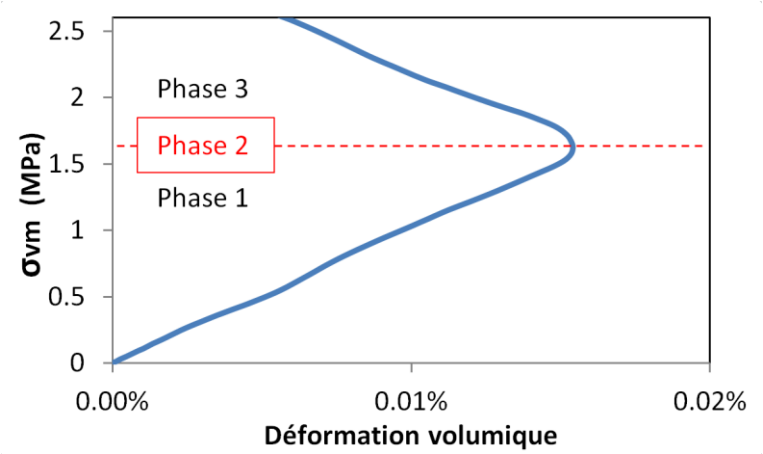


Figure 3. 26 : Courbe contrainte/déformation volumique et phases de chargement

Dans notre cas, la phase 2 qui indique que la déformation inélastique des mailles de joints ayant dépassé le critère de rupture de Mohr-Coulomb, équilibre la contraction élastique de l'ensemble des matériaux du modèle, a été utilisée comme critère de rupture.

III.7.7. Analyses préliminaires

Une analyse préliminaire a été conduite en deux temps. Dans un premier temps, nous avons tenté de définir phénoménologiquement le mode de chargement pouvant mener aux ruptures observées dans les ruisseaux couverts à partir de la littérature et des résultats des modèles numériques. Dans un second temps, nous avons évalué l'influence de la vitesse de chargement et de la taille des mailles sur la précision des résultats et sur le temps de calcul des modèles numériques. Cette approche permettra de définir le couple vitesse de chargement et taille des mailles permettant d'optimiser à la fois la précision des résultats et le temps de calcul des modèles numériques.

III.7.7.1. Evaluation des modes de chargement

L'étude bibliographique a permis de dégager deux principaux modes de chargement. Un chargement uniaxial/biaxial réparti et un chargement uniaxial excentrique. Afin d'évaluer phénoménologiquement la pertinence de ces deux modes de chargement, nous avons conduit deux études numériques basées sur un même modèle numérique de piédroit. Le modèle numérique utilisé a été construit avec des propriétés géométriques moyennes et avec les plus faibles propriétés mécaniques mesurées. Ces paramètres ont été choisis afin d'être représentatifs de l'environnement associé aux effondrements de piédroits constatés dans les ruisseaux couverts de la Vieille Valette, de

Pisani et des Forges, situés respectivement dans la commune de Robiac-Rochessadoule, Le Martinet et Bessèges. Ces cas d'effondrements ont été utilisés du fait du caractère interprétable du phénomène, lié à la présence d'états intermédiaires supplémentaires visibles dans ces ouvrages. L'ensemble des paramètres utilisés est explicité dans les Tableaux 3.10 et 3.11.

Tableau 3. 10 : Propriétés mécaniques des modèles numériques pour l'évaluation du mode de chargement des piédroits dans les ruisseaux couverts

	Densité (km/m^3)	Module (GPa)	Coeff de Poisson	Cohésion (MPa)	Angle de frottement interne(°)	Résistance en traction (MPa)	Angle de dilatance (°)
Moellons	2480	64	0,28	NC	NC	NC	NC
Joints	1833	2	0,24	0,4	26	0.7	0

Tableau 3. 11 : Propriétés géométriques des modèles numériques pour l'évaluation du mode de chargement des piédroits dans les ruisseaux couverts

	Piédroit			Chargement	Moellons			Joint
Modèle	Hauteur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Epaisseur chargée	Volume moyen (m^3)	Ecart-type volume (m^3)	Variabilité max des dimensions	Epaisseur des joints (m)
#1	1,8	2	1	100 %	$6,8^{e}$-3	$7,4^{e}$-3	+-80 %	$4,0^{e}$-2
#2	1,8	2	1	20 %	$6,8^{e}$-3	$7,4^{e}$-3	+-80 %	$4,0^{e}$-2

La vitesse de chargement a été fixée à 10^{e}-7 m/s et la taille des mailles à 1 cm, nous justifierons ces paramètres dans la partie suivante.

Pour les deux modèles étudiés, une vitesse de déplacement a été appliquée au sommet du piédroit, sur 100 % (modèle #1) et 20 % (modèle #2) de l'épaisseur à partir de l'intrados. La vitesse de chargement a été appliquée jusqu'à obtenir une contrainte verticale moyenne supérieure à la contrainte de rupture théorique (phase 2, Figure 3.26) de 1MPa. Cette sur-contrainte appliquée est équivalente à la contrainte maximale que pourrait supporter les piédroits d'après Hauquin et Jeannin (2019).

Les deux modèles numériques réalisés ont permis de dégager les résultats suivants :
En ce qui concerne le mode de chargement :

- Pour ces deux modèles (Figure 3.27), nous obtenons en moyenne sur l'ensemble des essais $\sigma_1 \approx 6.\ \sigma_2$. Si la vitesse de déplacement est appliquée exclusivement de manière horizontale,

nous sommes pour ces deux modèles, dans des cas d'un chargement biaxial, d'après Page (1981).

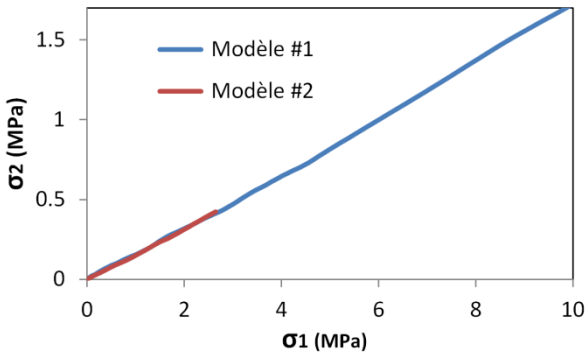


Figure 3. 27 : Courbe reliant σ1 et σ2 pour les deux modes de chargement évalués

En ce qui concerne la résistance des modèles :

- Dans le cas du modèle #1, la rupture théorique se produit à 8,9 MPa (Figure 3.28.a). Cette résistance est compatible avec la résistance en compression théorique calculée à partir des 14 modèles d'estimation de la résistance présentés dans la partie III.2.2. Bien que la résistance en compression soit compatible avec la littérature, cette résistance demeure néanmoins plus de 10 fois supérieure à la contrainte verticale moyenne à la rupture estimée par Hauquin et Jeannin (2019).

- Dans le cas du modèle #2, la rupture théorique se produit à 1,6 MPa (Figure 3.28.b). Cette résistance est de l'ordre de grandeur (2 fois supérieure) à la contrainte verticale moyenne à la rupture estimée par Hauquin et Jeannin (2019).

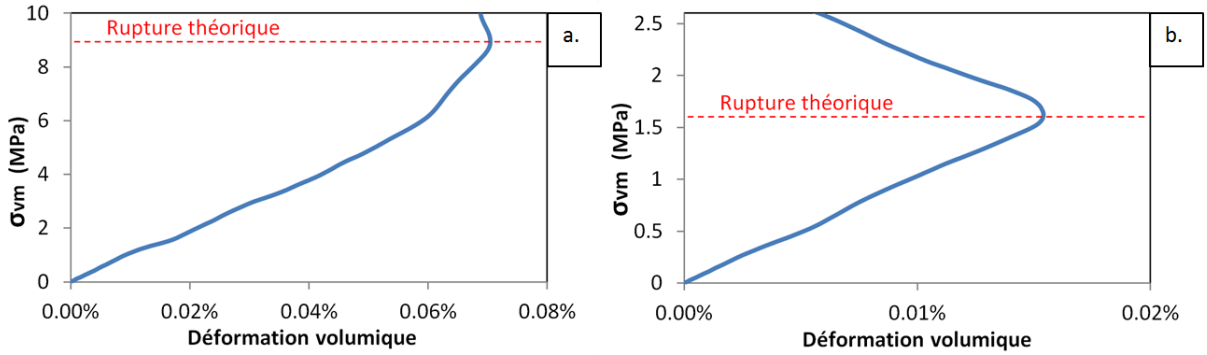


Figure 3. 28 : Courbe contrainte/déformation volumique du modèle #1 (a et du modèle #2 (b

En ce qui concerne l'origine de la plastification des mailles de joints :

- Lors de la rupture théorique, le modèle #1 (Figure 3.29.a) présentait 4,2 fois plus de mailles de joints plastifiées en cisaillement qu'en traction (92 % en cisaillement et 22 % en traction).

- Lors de la rupture théorique, le modèle #2 (Figure 3.29.b) présentait 12,0 fois plus de mailles de joints plastifiées en cisaillement qu'en traction (32 % en cisaillement et 3 % en traction). Par ailleurs la rupture est accompagnée d'une augmentation rapide du nombre de mailles cisaillées.

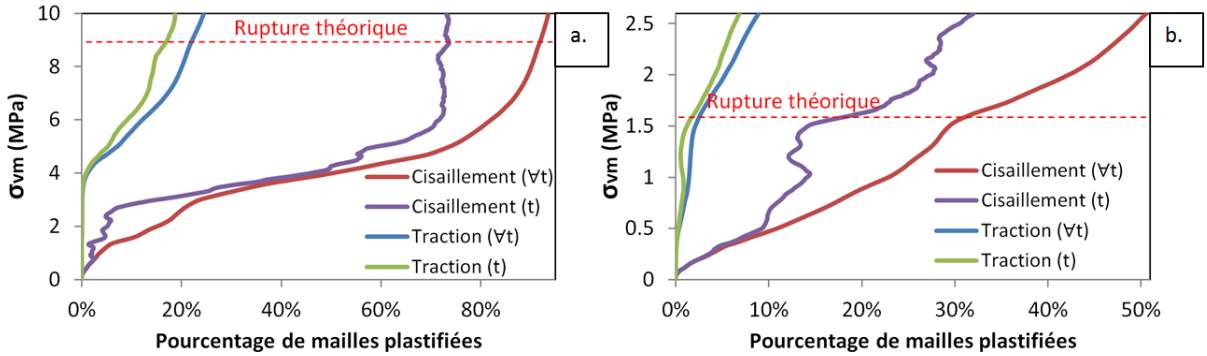


Figure 3. 29 : Courbes contrainte/plastification du modèle #1 (a et du modèle #2 (b

En ce qui concerne les déplacements latéraux :

- Nous pouvons observer dans le modèle #2 (Figure 3.30.a) que la rupture théorique s'accompagne d'une augmentation de la déformation latérale (pente multipliée par 44). La rupture, la plastification des mailles en cisaillement et le déplacement latéral des mailles semblent se produire simultanément dans le modèle #2.

- Dans le cas du modèle #1 (Figure 3.30.b), une rupture de pente peut également être visualisée, néanmoins bien qu'elle soit corrélée avec la plastification en cisaillement des mailles de joints, elle ne se produit pas spécifiquement à la rupture.

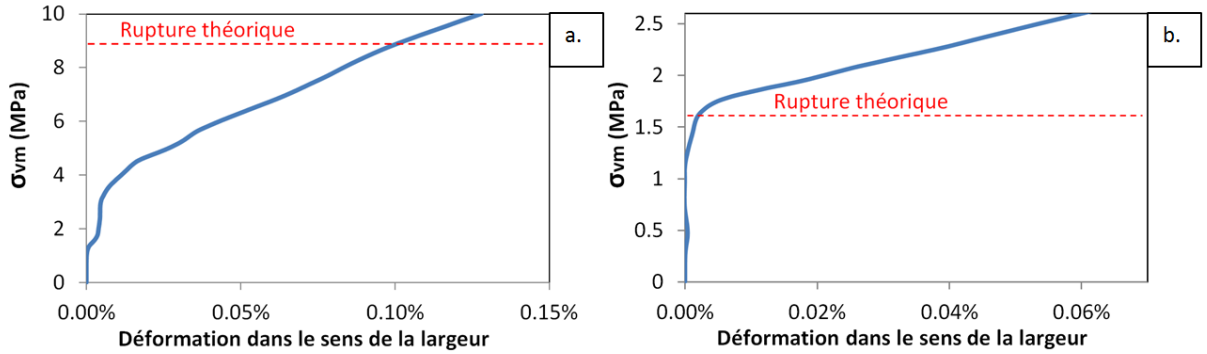


Figure 3. 30 : Courbe contrainte/déformation dans le sens de la largeur du modèle #1 (a et du modèle #2 (b

En ce qui concerne la surface de rupture, du fait de la prépondérance de la plastification en cisaillement, nous nous concentrerons sur les déformations cisaillantes maximum. Les Figures 3.31, 3.32, 3.33 représentent respectivement les déformations cisaillantes maximum à la rupture du modèle #2, les déformations cisaillantes maximum à la rupture du modèle #1, les déformations cisaillantes maximum 1 MPa après rupture du modèle #2. Les résultats suivants peuvent être constatés :

- Le cisaillement présent dans le modèle #2 semble produire une surface de cisaillement dont la géométrie est compatible avec la surface de rupture réelle observée sur les Figures 3.31 et 3.32.

- En ce qui concerne le modèle #1, il est plus difficile d'estimer une surface de rupture nette. Le cisaillement semble y être plus diffus, ou moins localisé (Figure 3.33).

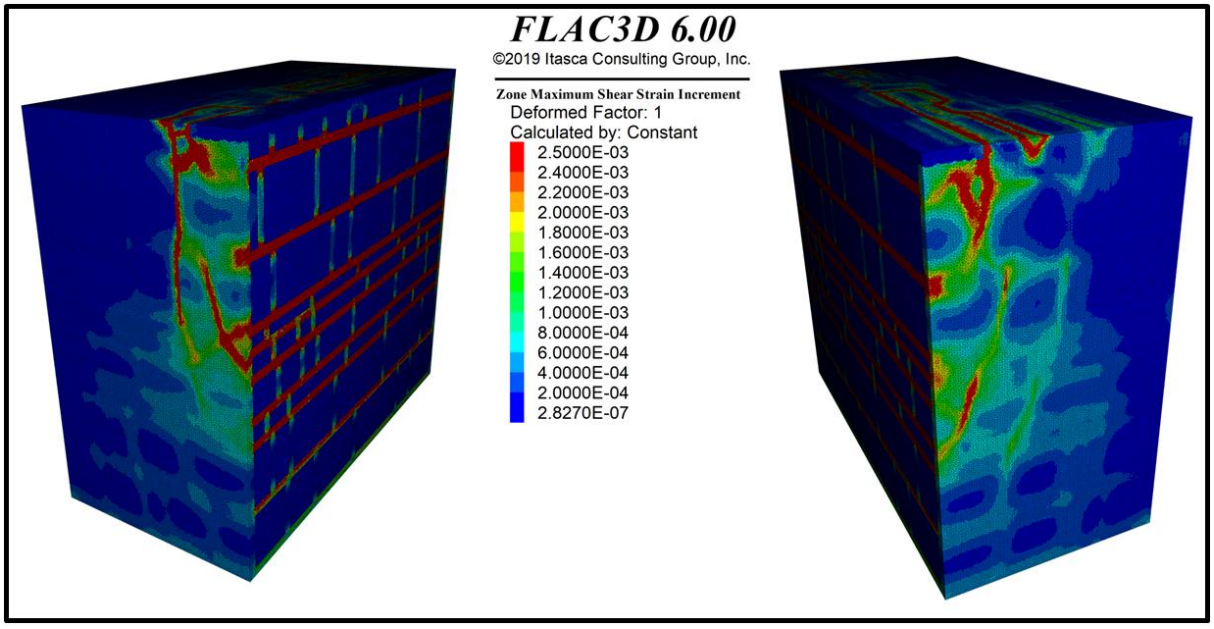


Figure 3. 31 : Déformations cisaillantes maximum à la rupture du modèle #2

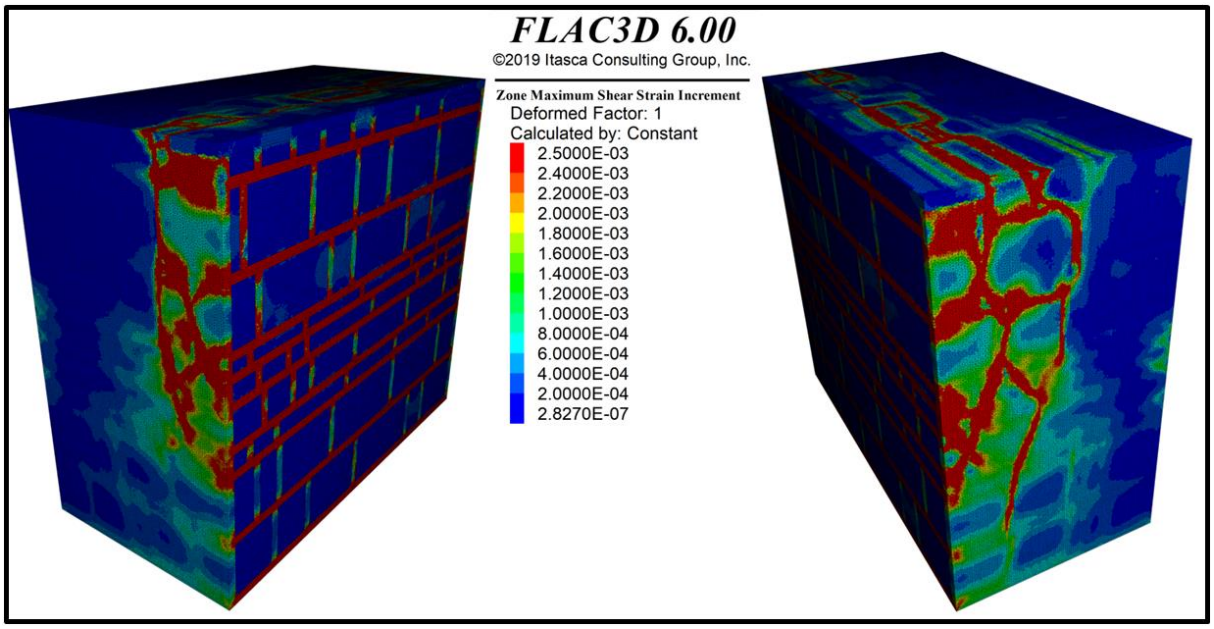


Figure 3. 32 : Déformations cisaillantes maximum, 1MPa après la rupture du modèle #2

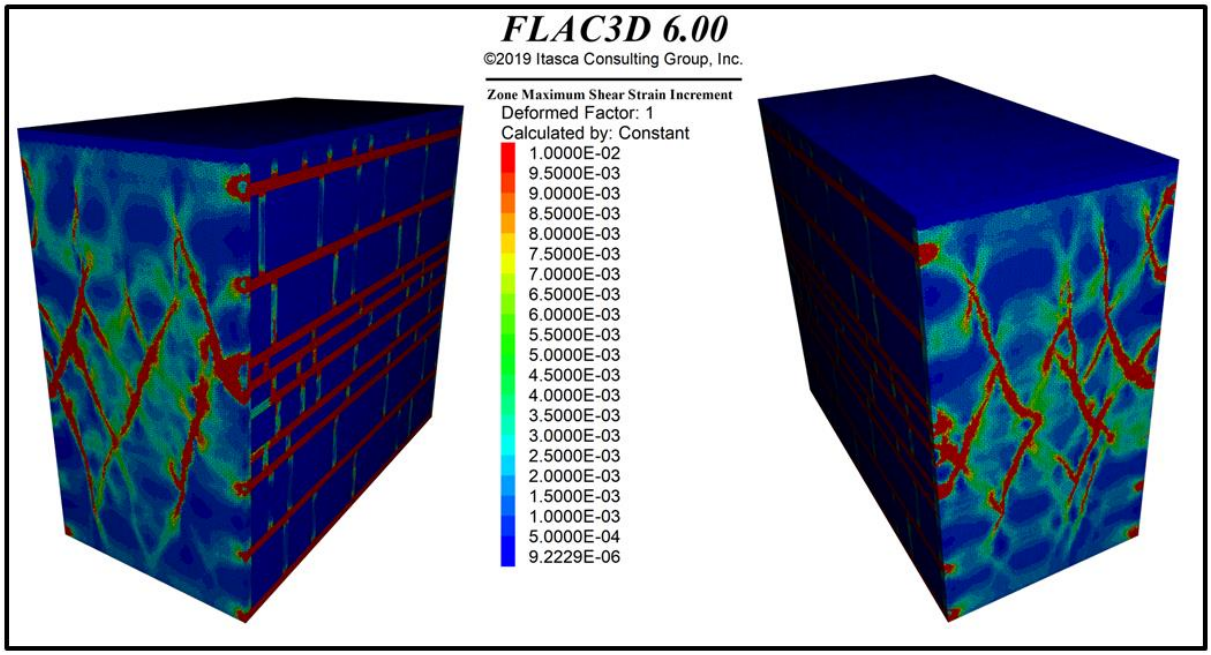


Figure 3. 33 : Déformations cisaillantes maximum à la rupture du modèle #1

Les résultats précédents peuvent être résumés de la façon suivante :

Modèle #1 (chargement uniforme)

- Résistance estimée similaire à la littérature (pour ce type de chargement)
- Résistance plus de 10 fois supérieure à la contrainte à la rupture estimée par Hauquin et Jeannin (2019)
- Absence de surface de rupture unique

Modèle #2 (chargement excentrique)

- Résistance estimée cohérente avec la contrainte à la rupture estimée par Hauquin et Jeannin (2019)
- Géométrie de la surface de rupture similaire à la surface de rupture réelle
- Déplacement latéral à partir de la rupture théorique (similaire rupture réelle)
- Rupture en cisaillement

Nous pouvons conclure que conformément aux modes de chargements observés dans la littérature (Hamdy et al., 2018; Kamel et al., 2015), les modèles numériques permettent d'estimer que les effondrements des piédroits semblent être liés à un chargement excentrique. Cependant si la rupture des murs en maçonnerie soumis à un chargement excentrique est généralement associée à du flambement, il semble ici qu'elle se produise en cisaillement. Cela est probablement dû au coefficient d'élancement faible que l'on retrouve dans les ruisseaux couverts (coefficient d'élancement entre 2 et 3) comparativement aux coefficients d'élancement que l'on retrouve dans la littérature (coefficient d'élancement entre 6 et 30). Du fait de l'inadéquation du mode de rupture constaté dans cette pré-étude avec les études menées par (Eurocode 6, 2011; Garzón-Roca et al., 2013; Sandoval and Roca, 2012), les méthodes de dimensionnement proposées dans ces articles ne seront pas utilisées par la suite. Pour la suite de l'étude, nous considérerons que les ruptures constatées sont liées à un chargement excentrique.

III.7.7.2. Evaluation de l'influence de la vitesse de chargement et de la taille des mailles

La pré-étude précédente a montré l'adéquation d'un chargement excentrique (modèle #2) avec le mode de rupture observé sur les piédroits dans les ruisseaux couverts. Dans la partie précédente, la vitesse de chargement avait été fixée arbitrairement à 10E-7 m/s et la taille des mailles à 1 cm. Dans cette partie nous tenterons d'évaluer l'influence de la vitesse de chargement et de la taille des mailles sur la précision relative des résultats ainsi que sur le temps relatif de calcul des modèles numériques. Les résultats obtenus permettront de définir le couple vitesse de chargement et taille des mailles utilisé pour la suite de l'étude.

Différentes vitesses de chargement ont été utilisées dans la littérature, le Tableau 3.12 permet de résumer certaines d'entre elles. Nous avons donc choisi d'encadrer les valeurs minimales et maximales proposées dans ce Tableau. De ce fait, 5 vitesses de chargement ont été considérées :

- $1{,}0^{e}$-4 m/s
- $1{,}0^{e}$-5 m/s
- $1{,}0^{e}$-6 m/s
- $5{,}0^{e}$-7 m/s
- $1{,}0^{e}$-7 m/s

La vitesse de chargement pourra varier de 3 ordres de grandeurs pendant cette pré-étude.

Tableau 3. 12 : Différentes vitesses de chargement issues de la littérature

Référence	Vitesse min (m/s)	Vitesse max (m/s)	Modèle physique/numérique
(Miccoli et al., 2015)	$2{,}8^{e}$-6	NC	Physique
(Terrade, 2017)	$2{,}4^{e}$-5	$3{,}3^{e}$-5	Physique
(Sarhosis et Lemos, 2018)	$8{,}3^{e}$-7	NC	Numérique
(Mojsilović et al., 2019)	$4{,}2^{e}$-6	$8{,}3^{e}$-4 m/s	Physique

Du fait de leur faible épaisseur et de leurs faibles propriétés mécaniques, la taille des mailles a été dimensionnée par rapport au joint. (Andreotti et al., 2018) compare les résultats d'essais de compression à des modèles numériques dont la taille des mailles des joints est de 33 % et 50 % de la taille des joints. Il montre que, dans ces deux cas, les résultats sont similaires à ceux obtenus avec un modèle physique. Sarhosis et Lemos (2018) comparent le mode de rupture obtenue dans les joints de deux modèles numériques dont la taille des mailles est égale à 13 % et 40 % de l'épaisseur du joint. Bien qu'ils choisissent par la suite de considérer des mailles dont la taille est de 13 % de l'épaisseur du joint, leurs résultats montrent que le mode de rupture est identique et que l'évolution du déplacement en fonction de la contrainte en traction est très similaire pour des tailles de mailles de 13 % et de 40 % de l'épaisseur du joint. Conformément à ces résultats, trois tailles de joint ont été évaluées :

- 1 cm (25 % de l'épaisseur du joint)
- 2 cm (50 % de l'épaisseur du joint)

- 4 cm (100 % de l'épaisseur du joint)

Les mailles considérées sont des tétraèdres 4 nœuds, (pyramide à base triangulaire), le volume des mailles pourra donc varier de deux ordres de grandeur (V_{maille_max} /V_{maille_min}=64) pendant cette pré-étude.

La pré-étude a été réalisée conjointement sur 5 vitesses de chargement et 3 tailles de mailles. Nous avons également choisi de moyenner ces résultats pour 2 valeurs du module des joints (2GPa et 6 GPa) afin de considérer son importante variabilité dans le choix du couple optimal (vitesse de chargement et taille des mailles). 30 essais numériques ont donc été réalisés. L'Equation 3.48 a été utilisée pour déterminer le couple optimal de la vitesse de chargement et de la taille de maille.

$$\forall i \in [1;5], \forall j \in [1;3] \quad (i,j)_{opt} = min\left[\frac{Rc_{ij}}{Rc_{min}}.\frac{t_{ij}}{t_{min}}\right] \tag{3.48}$$

Avec Rc : la résistance du piédroit modélisé
t : le temps de calcul relatif à l'essai numérique

Les résistances moyennées pour les deux valeurs de modules considérées sont présentées dans le Tableau 3.13 ci-dessous :

Tableau 3. 13 : Contrainte à la rupture en fonction de la vitesse de chargement et de la taille des mailles du modèle

		Taille des mailles		
		4 cm	**2 cm**	**1 cm**
Vitesse de chargement	**1,0E-4 m/s**	118,8 MPa	129,7 MPa	123,2 MPa
	1,0E-5 m/s	14,4 MPa	15,3 MPa	15,5 MPa
	1,0E-6 m/s	3,8 MPa	2,5 MPa	2,4 MPa
	5,0E-7 m/s	2,8 MPa	2,5 MPa	1,5 MPa
	1,0E-7 m/s	2,7 MPa	2,3 MPa	1,4 MPa

Nous pouvons constater (Tableau 3.13) que c'est la vitesse de chargement qui influe le plus sur la résistance des « piédroits numériques ». En effet l'écart type moyen sur les lignes (représentatif de l'influence de la taille des mailles) est de 2,3 MPa alors que l'écart type moyen sur les colonnes (représentatif de l'influence de la vitesse de chargement) est de 53,2 MPa. Un palier peut cependant être constaté à partir de 1,0E-06 m/s à partir duquel la résistance estimée converge.

Tableau 3. 14 : Temps de calcul des simulations numériques en fonction de la vitesse de chargement et de la taille des mailles du modèle

		Taille des mailles		
		4 cm	**2 cm**	**1 cm**
Vitesse de chargement	**1,0E-4 m/s**	7 min	30 min	204 min
	1,0E-5 m/s	8 min	32 min	247 min
	1,0E-6 m/s	12 min	40 min	323 min
	5,0E-7 m/s	16 min	60 min	357 min
	1,0E-7 m/s	45 min	142 min	639 min

On peut constater (Tableau 3.14) que c'est la taille des mailles qui influe le plus sur le temps de calcul des modèles numériques. En effet l'écart type moyen sur les lignes (représentatif de l'influence de la taille des mailles) est de 183,1 min alors que l'écart type moyen sur les colonnes (représentatif de l'influence de la vitesse de chargement) est de 77,8 min. On peut constater une non linéarité entre une vitesse de chargement de 5,0E-07 m/s et 1,0E-07 m/s avec une augmentation brutale du temps de calcul (multiplié par 2 en moyenne).

Le Tableau 3.13 a permis de constater que c'est la vitesse de chargement qui influait le plus sur la précision des résultats et le Tableau 3.14 que c'est la taille des mailles qui influait le plus sur le temps de calcul. Le Tableau 3.15 confirme ce résultat et permet de constater que le couple optimal qui permet d'optimiser conjointement la précision des résultats et le temps de calcul est le couple V_c=5,0E-07 m/s et t_m=4 cm. Ce couple sera retenu par la suite. L'imprécision sur la détermination de la résistance en compression nous conduira cependant à considérer un coefficient de sécurité qui sera estimé par la suite.

Tableau 3. 15 : Produit $\frac{Résitance\ en\ compression\ Rc)}{Rc_{min}}.\frac{temps\ de\ calcul\ (t)}{t_{min}}$ en fonction de la vitesse de chargement et de la taille des mailles du modèle

		Taille des mailles		
		4 cm	**2 cm**	**1 cm**
Vitesse de chargement	**1,0E-4 m/s**	81,8	412,4	2656,2
	1,0E-5 m/s	11,5	51,7	405,8
	1,0E-6 m/s	4,8	10,7	81,2
	5,0E-7 m/s	4,6	15,8	57,9
	1,0E-7 m/s	12,9	34,9	98,3

III.7.8. Détermination d'un méta- modèle permettant d'estimer la résistance des piédroits

Nous avons montré dans le chapitre précédant que l'effondrement des ruisseaux couverts était lié dans 83 % des cas à l'effondrement des piédroits. L'utilisation de modèles numériques a permis de définir phénoménologiquement le mode de chargement pouvant conduire aux ruptures observées sur les piédroits. Dans cette partie, nous tenterons, à partir de modèles numériques, de proposer un méta modèle permettant d'estimer la résistance des piédroits. Ce méta-modèle permettra, par la suite, d'estimer le coefficient de sécurité des piédroits. Afin d'optimiser conjointement la précision des résultats et le temps de calcul des modèles numériques, nous utiliserons la vitesse de chargement et la taille des mailles définies dans la pré-étude précédente.

III.7.8.1. Détermination des variables de l'étude

Dans les parties III.5.6. et III.7.4. , les propriétés géométriques et mécaniques des piédroits ont été quantifiées. Pour certaines d'entre elles, la faible variation des propriétés mesurées, nous a amenés à les considérer comme des constantes. Concernant les propriétés géométriques, les variables fixées sont les suivantes :

- L'épaisseur des joints sera fixée à 4,0E-2 m
- Le volume moyen des moellons sera fixé à 6,6E-3 m^3

Concernant les propriétés mécaniques, les variables fixées et les valeurs attribuées à ces variables sont résumés dans le Tableau 3.16.

Tableau 3. 16 : Valeurs des propriétés mécaniques fixées

	Densité (kg/m3)	Coefficient de Poisson	Angle de frottement interne (°)
Joints	1833	0,24	26
Moellons	2480	0,28	NC

Par ailleurs, la résistance à la traction sera estimée à partir de l'équation proposée par Mohr-Coulmb :

$$R_t = \frac{2.c.\cos\theta}{1+\sin\theta} \quad (3.49)$$

Avec :

- c la cohésion des joints (Pa)
- θ l'angle de frottement interne des joints (°)

Du fait de leurs variabilités importantes et de leurs influences potentielles, nous considérerons les six variables géométriques et mécaniques suivantes :

- La hauteur des piédroits
- L'épaisseur des piédroits
- L'écart type du volume des moellons
- Le module d'Young des moellons
- Le module d'Young des joints
- La cohésion des joints

Nous avons utilisé la méthode des plans factoriels complets présentée dans la partie III.4.6 pour optimiser le nombre de simulations à réaliser. Deux valeurs ont été utilisées pour chacune des variables. Une troisième valeur a été utilisée pour le module des joints afin de pouvoir considérer une valeur supplémentaire pour le module à long terme des joints proposé par Eurocode 6 (2011).

Afin d'optimiser le plan d'expérience sur sa partie centrale, nous avons utilisé les valeurs mesurées correspondant au 1er et 3ème quartile pour toutes les variables à l'exception du module des joints. Pour le module des joints nous avons considéré des valeurs, plus cohérentes avec les valeurs des modules mesurées sur des éprouvettes de joint immergés pendant 24 h (Figure 3.13). Les variables et les valeurs considérées dans le plan d'expérience sont présentés dans le Tableau 3.17.

Tableau 3. 17 : Valeurs des propriétés mécaniques considérées dans le plan d'expérience

Type de variables	Variables	Valeur inférieure	Valeur supérieure	Valeur supplémentaire
Géométriques	Hauteur des piédroits	1,2 m	2,4 m	NC
	Epaisseur des piédroits	0,8 m	1,2 m	NC
	Ecart type du volume des moellons	2,5e-3 m^3	6,6e-3 m^3	NC
Mécaniques	Module des moellons	26 GPa	80 Gpa	NC
	Module des joints	2 GPa	10 GPa	0,6 GPa
	Cohésion des joints	0,3 MPa	0,9 MPa	NC

Le plan d'expérience comprend ainsi 5 variables pour lesquelles 2 valeurs ont été considérées et une variable pour laquelle 3 valeurs ont été considérées. L'utilisation de la méthode des plans factoriels complets nous amènera à réaliser 96 simulations numériques (2^5x3). Par ailleurs, du fait de l'utilisation de trois variables géométriques pour lesquelles deux valeurs ont été utilisées, 8 (2^3) modèles numériques de piédroits ont été construits. Ces modèles de piédroits sont présentés dans la Figure 3.34.

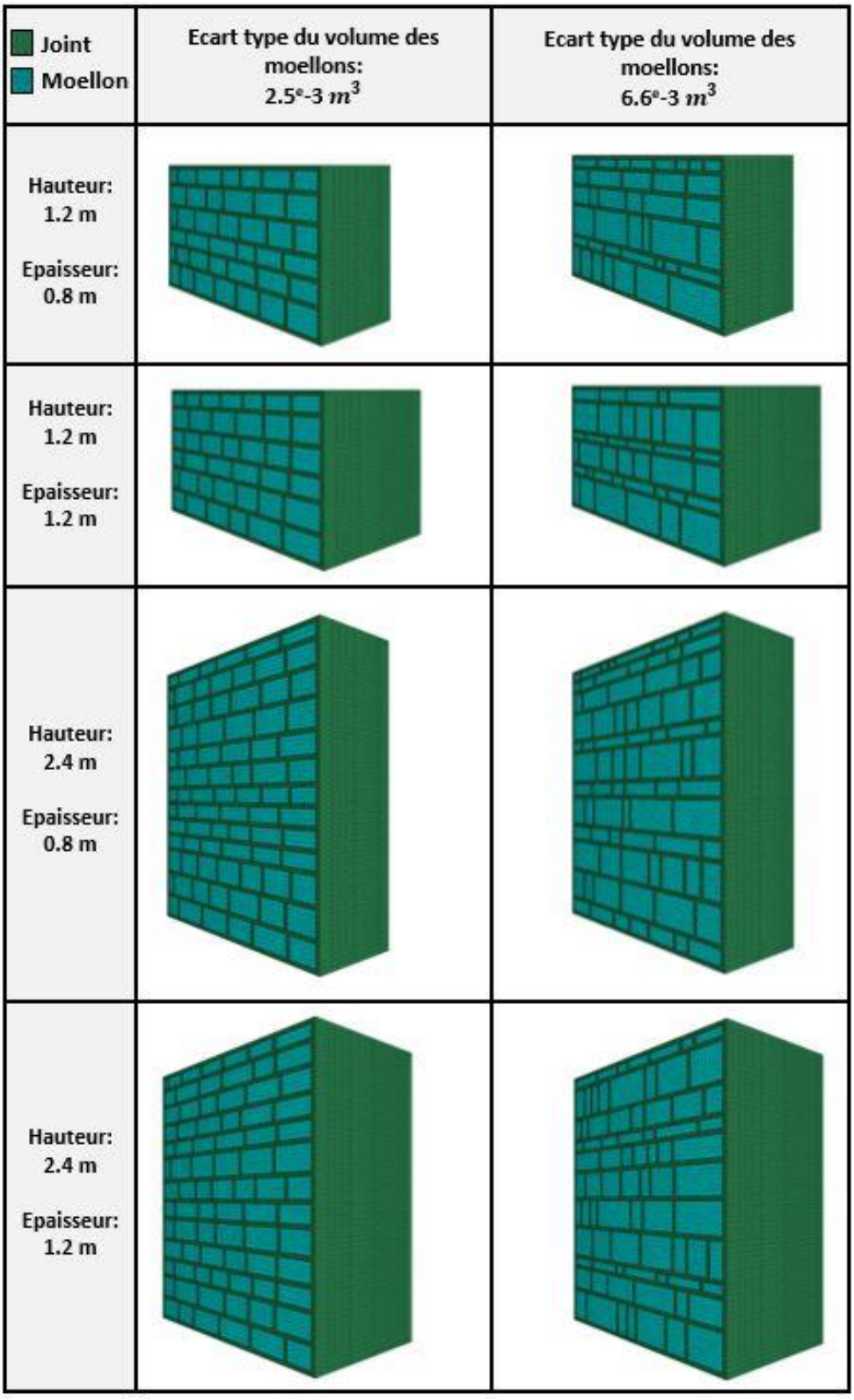


Figure 3. 34 : Présentation des modèles numériques utilisés

Pour les 96 simulations numériques, la rupture a été estimée comme cela a été présenté dans la partie III.7.6. La résistance en compression des 96 simulations numériques réalisées et les variables associées sont présentées, de façon synthétique, dans le Tableau 3.18.

Tableau 3. 18 : Résumé des simulations numériques et des résistances de piédroits estimées

N°	H (m)	Ep (m)	ET (m^3)	Em (GPa)	Ej (GPa)	C (MPa)	Rc (MPa)
#1	1,2	0,8	0,0025	26	0,6	0,3	0,9
#2	1,2	0,8	0,0068	26	0,6	0,3	1,3
#3	2,4	0,8	0,0025	26	0,6	0,3	2,0
#4	2,4	0,8	0,0068	26	0,6	0,3	2,8
#5	1,2	1,2	0,0025	26	0,6	0,3	1,2
#6	1,2	1,2	0,0068	26	0,6	0,3	1,1
#7	2,4	1,2	0,0025	26	0,6	0,3	1,3
#8	2,4	1,2	0,0068	26	0,6	0,3	1,5
#9	1,2	0,8	0,0025	26	0,6	0,9	1,2
#10	1,2	0,8	0,0068	26	0,6	0,9	2,3
#11	2,4	0,8	0,0025	26	0,6	0,9	2,9
#12	2,4	0,8	0,0068	26	0,6	0,9	3,1
#13	1,2	1,2	0,0025	26	0,6	0,9	1,9
#14	1,2	1,2	0,0068	26	0,6	0,9	1,9
#15	2,4	1,2	0,0025	26	0,6	0,9	2,2
#16	2,4	1,2	0,0068	26	0,6	0,9	2,5
#17	1,2	0,8	0,0025	80	0,6	0,3	1,2
#18	1,2	0,8	0,0068	80	0,6	0,3	1,7
#19	2,4	0,8	0,0025	80	0,6	0,3	1,9
#20	2,4	0,8	0,0068	80	0,6	0,3	2,3
#21	1,2	1,2	0,0025	80	0,6	0,3	1,5
#22	1,2	1,2	0,0068	80	0,6	0,3	1,4
#23	2,4	1,2	0,0025	80	0,6	0,3	1,5
#24	2,4	1,2	0,0068	80	0,6	0,3	1,7
#25	1,2	0,8	0,0025	80	0,6	0,9	1,5
#26	1,2	0,8	0,0068	80	0,6	0,9	2,1
#27	2,4	0,8	0,0025	80	0,6	0,9	3,8
#28	2,4	0,8	0,0068	80	0,6	0,9	4,1
#29	1,2	1,2	0,0025	80	0,6	0,9	2,2
#30	1,2	1,2	0,0068	80	0,6	0,9	2,1
#31	2,4	1,2	0,0025	80	0,6	0,9	2,7
#32	2,4	1,2	0,0068	80	0,6	0,9	3,0
#33	1,2	0,8	0,0025	26	2	0,3	1,5
#34	1,2	0,8	0,0068	26	2	0,3	2,1
#35	2,4	0,8	0,0025	26	2	0,3	3,2
#36	2,4	0,8	0,0068	26	2	0,3	4,7
#37	1,2	1,2	0,0025	26	2	0,3	1,7
#38	1,2	1,2	0,0068	26	2	0,3	1,6
#39	2,4	1,2	0,0025	26	2	0,3	2,0
#40	2,4	1,2	0,0068	26	2	0,3	2,2
#41	1,2	0,8	0,0025	26	2	0,9	1,7

N°	H (m)	Ep (m)	ET (m^3)	Em (GPa)	Ej (GPa)	C (MPa)	Rc (MPa)
#49	1,2	0,8	0,0025	80	2	0,3	2,3
#50	1,2	0,8	0,0068	80	2	0,3	2,9
#51	2,4	0,8	0,0025	80	2	0,3	3,1
#52	2,4	0,8	0,0068	80	2	0,3	4,2
#53	1,2	1,2	0,0025	80	2	0,3	2,5
#54	1,2	1,2	0,0068	80	2	0,3	2,4
#55	2,4	1,2	0,0025	80	2	0,3	2,6
#56	2,4	1,2	0,0068	80	2	0,3	2,9
#57	1,2	0,8	0,0025	80	2	0,9	2,5
#58	1,2	0,8	0,0068	80	2	0,9	3,3
#59	2,4	0,8	0,0025	80	2	0,9	3,9
#60	2,4	0,8	0,0068	80	2	0,9	4,3
#61	1,2	1,2	0,0025	80	2	0,9	2,7
#62	1,2	1,2	0,0068	80	2	0,9	2,6
#63	2,4	1,2	0,0025	80	2	0,9	3,4
#64	2,4	1,2	0,0068	80	2	0,9	4,2
#65	1,2	0,8	0,0025	26	10	0,3	2,0
#66	1,2	0,8	0,0068	26	10	0,3	2,6
#67	2,4	0,8	0,0025	26	10	0,3	2,8
#68	2,4	0,8	0,0068	26	10	0,3	3,1
#69	1,2	1,2	0,0025	26	10	0,3	2,1
#70	1,2	1,2	0,0068	26	10	0,3	2,0
#71	2,4	1,2	0,0025	26	10	0,3	2,6
#72	2,4	1,2	0,0068	26	10	0,3	2,7
#73	1,2	0,8	0,0025	26	10	0,9	2,3
#74	1,2	0,8	0,0068	26	10	0,9	2,8
#75	2,4	0,8	0,0025	26	10	0,9	3,0
#76	2,4	0,8	0,0068	26	10	0,9	3,3
#77	1,2	1,2	0,0025	26	10	0,9	2,3
#78	1,2	1,2	0,0068	26	10	0,9	2,2
#79	2,4	1,2	0,0025	26	10	0,9	2,9
#80	2,4	1,2	0,0068	26	10	0,9	2,8
#81	1,2	0,8	0,0025	80	10	0,3	3,5
#82	1,2	0,8	0,0068	80	10	0,3	4,5
#83	2,4	0,8	0,0025	80	10	0,3	1,5
#84	2,4	0,8	0,0068	80	10	0,3	2,9
#85	1,2	1,2	0,0025	80	10	0,3	4,0
#86	1,2	1,2	0,0068	80	10	0,3	4,4
#87	2,4	1,2	0,0025	80	10	0,3	2,3
#88	2,4	1,2	0,0068	80	10	0,3	2,3
#89	1,2	0,8	0,0025	80	10	0,9	4,1

#42	1,2	0,8	0,0068	26	2	0,9	3,2
#43	2,4	0,8	0,0025	26	2	0,9	1,9
#44	2,4	0,8	0,0068	26	2	0,9	3,9
#45	1,2	1,2	0,0025	26	2	0,9	2,0
#46	1,2	1,2	0,0068	26	2	0,9	1,8
#47	2,4	1,2	0,0025	26	2	0,9	3,3
#48	2,4	1,2	0,0068	26	2	0,9	3,5

#90	1,2	0,8	0,0068	80	10	0,9	5,1
#91	2,4	0,8	0,0025	80	10	0,9	5,9
#92	2,4	0,8	0,0068	80	10	0,9	7,0
#93	1,2	1,2	0,0025	80	10	0,9	4,2
#94	1,2	1,2	0,0068	80	10	0,9	4,3
#95	2,4	1,2	0,0025	80	10	0,9	2,4
#96	2,4	1,2	0,0068	80	10	0,9	2,4

Avec :

- H : Hauteur des piédroits
- Ep : Epaisseur des piédroits
- Em : Le module d'Young des moellons
- Ej : Le module d'Young des joints
- C : La cohésion des joints
- Rc : La résistance en compression estimée des piédroits

La méthode de la régression multiple a été utilisée pour déterminer les coefficients du méta-modèle à partir des résultats des simulations numériques. Bien que la réalisation de 96 simulations numériques nous permette de déterminer un méta-modèle avec 96 coefficients, nous avons choisi de ne conserver que les coefficients ayant le plus d'influence sur le coefficient de détermination de la loi proposée. Pour se faire nous n'avons conservé que les coefficients dont la p-value associée, calculée à partir du test Student était inférieure à 5 %. Ce qui revient pour ces coefficients à rejeter le test d'hypothèse d'un coefficient nul.

Le méta-modèle obtenu obtient un coefficient de détermination de 0,86 et une p-value associée, calculée à partir d'un test de Snedecor de 2,2E-16. Nous pouvons conclure que la variance expliquée est très significativement supérieure à la variance résiduelle. Le modèle a donc un pouvoir explicatif très fort.

L'équation obtenue en retirant successivement les coefficients associés au plus fortes p-value, jusqu'à obtenir une formule pour lequel tous les coefficients ont une t-value inférieure à 5 % est la suivante :

$$R_c = a_0 + a_1.H + a_2.Em + a_3.C + a_4.Ej + a_5.Ep + a_6.Ej^2 + a_7.Em.Ej + a_8.C.Ej + a_9.H.ET + a_{10}.H.Em.Ej + a_{11}.H.Ep.ET + a_{12}.H.Em.C.Ej + a_{13}.H.Em.Ej.Ep + a_{14}.H.Em.C.Ej.Ep \quad (3.50)$$

Les coefficients de l'Equation 3.50 et les p-values sont donnés dans le Tableau 3.19 :

Tableau 3. 19 : Valeurs des coefficients de l'Equation 3.50 ainsi que du résultat test de Student et de la t-value associée aux coefficients

Coefficient	Valeur	t value	Pr(>|t|)
a_0	2,2E+00	4,2	7,8E-05
a_1	-6,9E-01	-6,4	1,1E-08
a_2	-5,8E-12	-2,5	1,5E-02
a_3	-1,1E-06	-5,2	1,8E-06
a_4	-7,3E-10	-6,8	1,9E-09
a_5	-1,2E+00	-2,6	1,1E-02
a_6	5,4E-20	6,0	6,4E-08
a_7	-5,4E-21	-8,6	5,4E-13
a_8	2,1E-16	3,9	2,1E-04
a_9	-2,7E+02	-5,8	1,2E-07
a_{10}	5,8E-21	6,7	3,0E-09
a_{11}	2,2E+02	4,8	7,7E-06
a_{12}	-8,6E-27	-7,2	2,4E-10
a_{13}	-2,4E-21	-3,0	3,3E-03
a_{14}	6,3E-27	5,7	1,8E-07

III.8. Estimation de la contrainte verticale moyenne

Hauquin et Jeannin (2019) proposent un méta-modèle dont les coefficients de l'équation linéaire ont été déterminés à partir de 37 modèles numériques. Ce méta- modèle permet d'estimer très fidèlement la contrainte verticale moyenne calculée à partir des modèles numériques (R^2=94 %). Le méta-modèle proposé est une équation linéaire qui comporte 21 coefficients et nécessite de connaitre le module du remblai et de la maçonnerie.

Nous tenterons dans cette partie d'évaluer s'il est possible, en adaptant le domaine de définition proposé par Hauquin et Jeannin (2019) aux propriétés géométriques relevées, de trouver un méta-modèle simplifié du méta-modèle proposé par Hauquin et Jeannin (2019). Nous utiliserons les résultats des simulations numériques conduites par Hauquin et Jeannin (2019) pour vérifier la validité de la loi proposée.

Dans cette partie, nous utiliserons l'Equation 3.2 de (Bouvard-Lecoanet et al., 1988) pour estimer la pression exercée sur un ouvrage simplifié. Par ailleurs, nous considérerons qu'un ruisseau couvert peut être assimilé à une poutre encastrée sur deux piédroits d'épaisseur (ep) et dont la distance entre les deux piédroits est égale à une ouverture (ouv), avec ep>0 et ouv>0. Ce cas est typiquement celui d'un ouvrage de section rectangulaire (Figure 1.6.b). L'objectif étant simplement d'estimer la contrainte verticale moyenne sur les piédroits, nous considérerons une hauteur équivalente à la somme de la hauteur de recouvrement et de la hauteur de la flèche ($h_{flèche}$).

Si on néglige le poids propre de la structure, on peut estimer que la contrainte verticale moyenne est égale à :

$$\sigma_{vm} = P_v . \frac{2.ep + ouv}{2.ep} \quad (3.51)$$

Avec :

$P_v = \gamma . H_{eq} = \rho . g . H_{eq}$ (3.52)

$H_{eq} = H + h_{flèche}$ (3.53)

D'où $\sigma_{vm} = \rho . g . (H + h_{flèche}) . \frac{2.ep+ouv}{2.ep}$ (3.54)

Hauquin et Jeannin (2019) ont réalisé 37 simulations numériques pour lesquelles $h_{flèche} = \frac{ouv}{2}$. Dix-sept de ces simulations (Tableau 3.20) comportent des modules de maçonnerie et de remblai compatibles avec les propriétés que nous avons mesurées dans notre étude. De manière analogue à Hauquin et Jeannin (2019), nous utiliserons le coefficient de détermination calculé pour ces 17 simulations pour évaluer la validité de l'Equation 3.54.

Tableau 3. 20 : Résumé des simulations numériques menées par Hauquin et Jeannin (2019) dont les propriétés sont compatibles avec celles observées dans les ruisseaux couverts

Model #	E_m(Pa)	E_b(Pa)	H (m)	sp (m)	th (m)	FD modelσ_{vm} (MPa)
2	1,00E+10	1,00E+06	14	2,1	0,9	0,67
6	1,00E+10	1,00E+06	1,7	2,1	1,5	0,12
8	5,00E+09	5,00E+07	14	4	0,9	0,98
13	1,00E+10	1,00E+06	7,8	6	0,9	0,92
19	1,00E+10	5,00E+07	7,8	6	1,5	0,65
20	5,00E+09	1,00E+06	14	2,1	1,5	0,55
23	5,00E+09	1,00E+06	1,7	6	0,9	0,32
24	1,00E+10	1,00E+06	14	6	1,5	1,06
26	1,00E+10	1,00E+06	1,7	4	1,2	0,2
28	5,00E+09	5,00E+07	7,8	4	1,2	0,53
30	1,00E+10	1,00E+07	30	4	1,2	1,66
32	1,00E+09	1,00E+06	15	5	2,5	0,77
35	1,00E+10	1,00E+06	5	5	0,5	0,83

Le coefficient de détermination pour l'Equation simplifiée 3.54 est de 0,99 contre 0,94 pour Hauquin et Jeannin (2019). Le pourcentage d'erreur absolue moyen constaté est de 7 % contre 11 % pour Hauquin et Jeannin (2019). Le pourcentage d'erreur absolue maximum constaté est de 25 % contre 44 % pour Hauquin et Jeannin (2019). Nous conserverons donc cette loi, validée par les résultats des simulations numériques, obtenus par Hauquin et Jeannin (2019) comme modèle simplifié permettant d'estimer la contrainte verticale moyenne sur les piédroits. Cette simplification n'est cependant valide que pour la gamme de propriétés mécaniques mesurées dans cette étude. Si on considère l'ensemble du plan d'expérience de Hauquin et Jeannin (2019), le coefficient de détermination de notre loi approchée chute à 0,84.

Tableau 3. 21 : Comparaison de la contrainte verticale moyenne s'exerçant sur des piédroits estimées à partir de simulation numériques menées par Hauquin et Jeannin (2019), du méta- modèle proposé par Hauquin et Jeannin (2019) et de du méta-modèle proposé dans cette étude.

Model #	FD model σ_{vm} (MPa)	Meta-modelσ_{vm}(MPa) Hauquin et Jeannin (2019)	Méta-modèle proposé
2	0,67	0,65	0,64
6	0,12	0,08	0,09
8	0,98	0,95	1,01
13	0,92	0,89	0,92
19	0,65	0,67	0,64
20	0,55	0,49	0,50
23	0,32	0,46	0,40
24	1,06	1,03	1,00
26	0,2	0,23	0,19
28	0,53	0,55	0,51
30	1,66	1,8	1,67
32	0,77	0,77	0,69
35	0,83	0,73	0,88

III.9. Estimation du coefficient de sécurité des piédroits

Dans les deux parties précédentes, nous avons proposé un modèle d'estimation de la résistance en compression équivalente des piédroits (R^2=0,86) ainsi que de la contrainte exercée sur les piédroits (R^2=0,99) à partir des travaux de Hauquin et Jeannin (2019). A partir de ces résultats, nous pouvons proposer un modèle du coefficient de sécurité des piédroits. Le coefficient de sécurité se définit de la façon suivante :

$$S = \frac{R_c}{\sigma_{vm}} \tag{3.55}$$

Avec:

$$R_c = a_0 + a_1.H + a_2.Em + a_3.C + a_4.Ej + a_5.Ep + a_6.Ej^2 + a_7.Em.Ej + a_8.C.Ej + a_9.H.ET + a_{10}.H.Em.Ej + a_{11}.H.Ep.ET + a_{12}.H.Em.C.Ej + a_{13}.H.Em.Ej.Ep + a_{14}.H.Em.C.Ej.Ep \tag{3.56}$$

$$\sigma_{vm} = \rho.g.(P + Fl).\frac{2.Ep + Ouv}{2.Ep} \tag{3.57}$$

P : La profondeur du ruisseau couvert (m)
Fl : La flèche du ruisseau couvert (m)
Ouv : L'ouverture du ruisseau couvert (m)
Ep : Epaisseur des piédroits (m)
ρ : La densité du remblai (kg/m^3)
H : Hauteur des piédroits (m)

Em : Le module d'Young des moellons (Pa)
Ej : Le module d'Young des joints (Pa)
C : La cohésion des joints (Pa)

III.10. Estimation de la pertinence d'un critère basé sur le coefficient de sécurité des piédroits

Dans la section précédente, nous avons proposé un méta-modèle du coefficient de sécurité des piédroits. Afin d'évaluer la pertinence de l'utilisation de ce méta-modèle pour estimer l'effondrement des ruisseaux couverts, nous allons l'évaluer sur les 188 tronçons de ruisseaux couverts que compte cette étude. Pour chaque tronçon, 5 000 tirages du coefficient de sécurité seront réalisés. Pour chaque tirage, nous tirerons aléatoirement la valeur de chacune des variables dans une gamme de valeurs permettant de considérer l'incertitude relative à son évaluation. Nous tenterons, dans un premier temps, d'évaluer la pertinence du nombre de tirages réalisés. Dans un second temps, nous tenterons d'évaluer la limite du coefficient de sécurité optimal permettant de séparer au mieux les tronçons effondrés et non effondrés. Nous évaluerons également le F1-score associé à ce coefficient de sécurité optimal. La valeur de ce F1-score permettra d'évaluer la pertinence d'un indicateur basé le méta-modèle du coefficient de sécurité des piédroits, pour l'évaluation de la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts.

Nous avons, dans un premier temps, évalué l'erreur d'estimation des variables qui seront utilisées dans le méta-modèle. Ces estimations de l'erreur sont présentées dans le Tableau 3.22.

Tableau 3. 22. Incertitudes considérées sur les variables étudiées

Variable	Incertitude	Rapport max/min
Flèche du ruisseau couvert	+ - 0 %	1,0
Ouverture du ruisseau couvert	+ - 0 %	1,0
Hauteur des piédroits	+ - 0 %	1,0
Densité du remblai	+ - 10 %	1,2
Profondeur du ruisseau couvert	+ - 20 %	1,5
Epaisseur des piédroits	+ - 20 %	1,5
Module d'Young des moellons	+ - 50 %	3,0
Cohésion des joints	+ - 50 %	3,0
Module d'Young des joints	+ - 75 %	7,0

Comme nous pouvons l'observer sur le Tableau 3.22, il existe une incertitude importante sur les propriétés mécaniques des moellons et du remblai ainsi que sur l'écart type du volume des moellons. Cette incertitude est liée aux faibles nombres de sites sur lequel des prélèvements ou des

mesures ont été effectués. La moyenne du module des moellons et la moyenne de l'écart type du volume des moellons ont été considérées fixes pour l'ensemble des tronçons maçonnés et respectivement égale à 64 GPa et 0,00465 m^3. En ce qui concerne les tronçons en béton (#4), la résistance des piédroits a été fixée à priori à 10 MPa. En ce qui concerne les propriétés des joints, les ouvrages ont été répartis en trois classes présentés dans le Tableau 3.23 et répartis conformément au Tableau 3.24.

Tableau 3. 23 : Classes de joints et propriétés associées

Classe des joints	Module des joints (GPa)	Cohèsion joints (MPa)
#1	2	0,2
#2	4	0,4
#3	6	0,6

Tableau 3. 24 : Classe de joint associée à chacun des ruisseaux couverts

Nom du ruisseau couvert	Classe
Ruisseau couvert La Cantonnade	#2
Ruisseau couvert les Grottes - 1	#1
Ruisseau couvert Les Forges - 1	#1
Puits de Robiac aval	#3
Ruisseau couvert de la Jasse - 2	#2
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	#1
Ruisseau couvert de la Jasse - 1	#2
Tunnel du Terril de Champclauson - 1	#3
Tunnel du Terril de Champclauson - 2	#2
Ruisseau couvert de la Trouche	#4
Affluent de la Trouche	#4
Ruisseau couvert du Sans Nom	#4
Ruisseau couvert de l'Ougouègne - 1	#1
Ruisseau couvert de la Tavernolle	#1
Ruisseau couvert de Lascous	#2
Tunnel de Cornas - 2	#1
Tunnel de Cornas - 1	#1
Plan incliné des Oules	#3
Tunnel Pisani	#1
Tunnel non inventorie de Brousse Varin	#1
Tunnel de Brousse Varin Ouest	#1
Tunnel de Brousse Varin Est	#1
Ruisseau couvert de Chalmeton	#3

Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	#2
Ruisseau couvert de la Valette	#2
Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	#2
Ruisseau couvert de Frayssinet	#2
Ruisseau couvert de la Vieille Valette	#1
Ruisseau couvert du ruisseau blanc	#3

III.10.1. Evaluation de la pertinence du nombre de tirages effectués

Pour chaque tronçon, 5 000 tirages du coefficient de sécurité ont été effectués. Nous avons fait l'hypothèse que ce nombre de tirages était suffisant pour que la valeur moyenne du coefficient de sécurité de chacun des tirages converge. Afin d'évaluer la pertinence de cette hypothèse, nous avons, pour chaque tronçon et à chaque nouveau tirage, calculé la moyenne des tirages effectués. Chacune de ces moyennes a été divisée par la moyenne des 5 000 tirages du tronçon considéré. Enfin, nous avons calculé la valeur absolue de la différence entre ce résultat et 1. Ce calcul permet d'estimer pour chaque tronçon et à chaque nouveau tirage la convergence de la moyenne des tirages. La Figure 3.35 représente l'évolution de l'écart absolue maximum entre 1 et le rapport de la moyenne des tirages effectués et la moyenne pour 5 000 tirages en fonction du nombre de tirages, pour l'ensemble des tronçons.

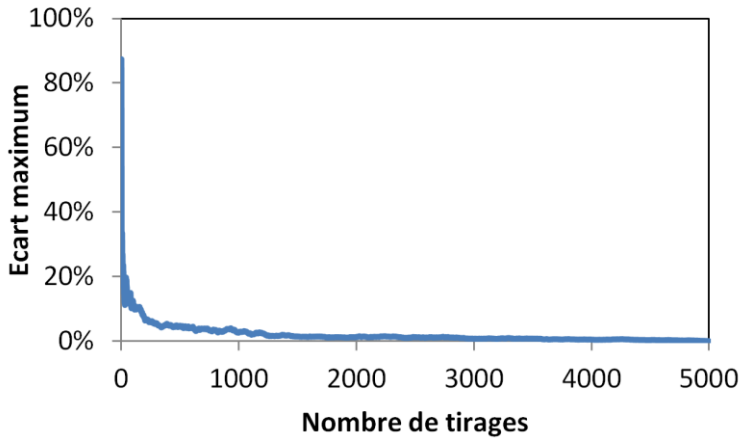


Figure 3. 35 : Ecart maximum constaté entre la moyenne des tirages d'un tronçon et sa moyenne à 5 000 tirages en fonction du nombre de tirages

Nous pouvons estimer (Figure 3.35) que la moyenne converge à partir 2000 tirages environ. De ce fait 5 000 tirages nous ont paru bien suffisants pour estimer la moyenne de chacun des coefficients de sécurités des différents tronçons.

III.10.2. Evaluation du coefficient de sécurité optimal et F1-score associé

Pour chaque tronçon, 5 000 tirages du coefficient de sécurité ont été effectués. Cela représente 940 000 tirages répartis sur 188 tronçons. Pour l'ensemble des tirages effectués, nous avons évalué la pertinence de différentes limites du coefficient de sécurité permettant de différencier les tronçons effondrés des tronçons non effondrés. Pour chaque tirage et pour chaque limite, l'adéquation entre le résultat obtenu avec l'état réel du tronçon évalué a été analysée. Nous avons considéré successivement les limites du coefficient de sécurité comprises entre 0,1 et 50 avec un pas de 0,1. Pour chacune de ces limites, le F1-score des 940 000 tirages a été calculé. La distribution du F1-score en fonction de la valeur de la limite du coefficient de sécurité est présentée dans la Figure 3.36.

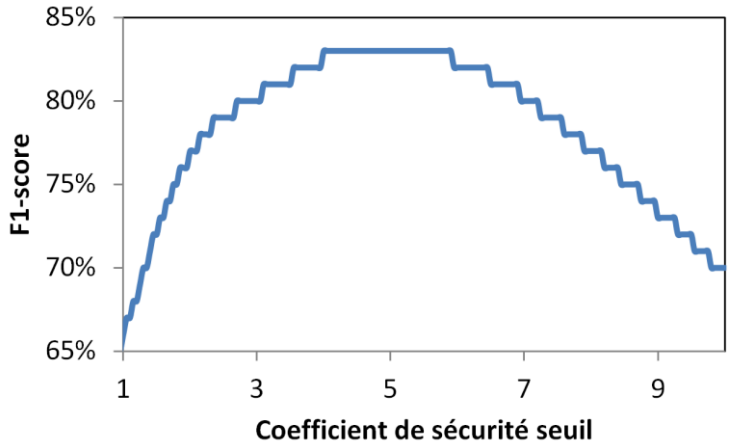


Figure 3. 36 : Distribution du F1-score en fonction du coefficient de sécurité seuil considéré

Nous pouvons constater que la courbe atteint un maximum pour une limite du coefficient de sécurité de 5.6. Le F1-score associé à cette limite est de 83 %, la précision de 85 % et la sensibilité de 81 %. Nous pouvons constater que la méta-modèle du coefficient de sécurité permet d'estimer de manière très fiable la probabilité d'occurrence des effondrements liés à l'effondrement des piédroits (Figure 3.37).

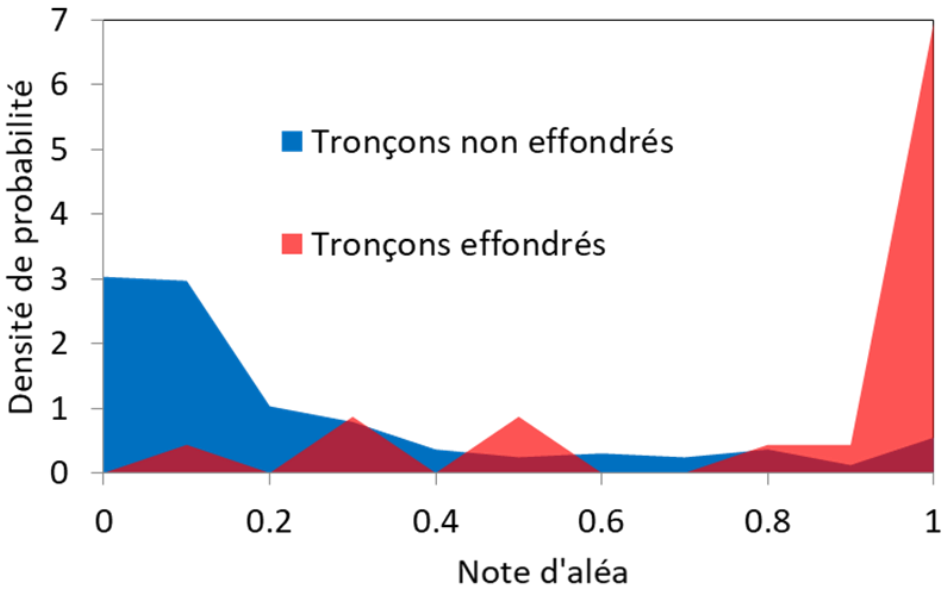


Figure 3. 37 : Distributions du pourcentage de tirages estimés effondrés pour les ouvrages effondrés et non effondrés

III.10.3. Evaluation de l'effet de l'eau sur le coefficient de sécurité

Nous avons mesuré dans la partie III.5.3.3. que le fait d'immerger les joints pendant 24 h en divise la cohésion par 2 et le module par 2,6. Dans cette partie et à partir du méta-modèle d'estimation du coefficient de sécurité, nous tenterons d'estimer l'influence de cette réduction des propriétés mécaniques sur le coefficient de sécurité des piédroits. 2 000 tirages de Monte Carlo ont été réalisés pour chacun des tronçons avec, d'une part des joints aux propriétés présentées dans le Tableau 3.21 et 3.22 sans incertitude et d'autre part ces mêmes propriétés divisées par 2 pour la cohésion et par 2,6 pour le module des joints. En moyenne, nous pouvons estimer que cette réduction des propriétés divise le coefficient de sécurité par 1,6.

III.11. Conclusion :

Dans la partie précédente, nous avons mis en évidence que 83 % des effondrements des ruisseaux couverts sont liés à l'effondrement des piédroits. Ces effondrements sont peu corrélés avec la présence de désordres et semblent principalement influencés par la profondeur des ouvrages et par la nature des piédroits. Bien que des modèles statistiques aient permis d'estimer rétroactivement la probabilité d'occurrence de l'effondrement des piédroits, ils ne permettent pas d'expliquer la raison pour laquelle le premier des 16 effondrements constatés dans les ruisseaux couverts s'est produit en 2012, alors que ces ouvrages datent, pour les plus anciens, du milieu du 19ème siècle. Afin de pouvoir considérer la réduction des propriétés mécaniques dans le temps, nous avons, dans cette partie, tenté de proposer un critère d'estimation de l'occurrence des effondrements de type 1 (83 % des effondrements) basé sur le coefficient de sécurité des piédroits.

Dans un premier temps, nous avons évalué la pertinence d'un coefficient de sécurité uniquement basé sur des études antérieures issues de la littérature et sur l'hypothèse d'une rupture liée à un

chargement réparti. Une contrainte à la rupture basée sur les résultats de Hauquin et Jeannin (2019) et un tirage de Monte Carlo réalisé sur 14 modèles d'estimation de la résistance en compression des murs maçonnés ont permis d'aboutir à un coefficient de sécurité moyen de 37. Du fait de l'ordre de grandeur du coefficient de sécurité obtenu, l'hypothèse d'une rupture liée à un chargement uniformément réparti a été remise en question.

Afin d'évaluer le mode de chargement des piédroits ayant conduit au mode de rupture observé, nous avons conduit une étude phénoménologique basée sur des modèles numériques. Cette étude nous a permis de conclure à une rupture en cisaillement liée à un chargement excentrique. A partir du mode de chargement défini précédemment et à l'aide de 96 simulations numériques de piédroits permettant d'évaluer l'influence de 6 variables, nous avons ensuite proposé un méta-modèle d'estimation de la résistance des piédroits. Le coefficient de détermination de ce méta-modèle est de 0,86.

Par ailleurs, à partir de simulations numériques menées par Hauquin et Jeannin (2019) et des propriétés mécaniques relevées pendant cette étude, nous avons proposé un méta-modèle simplifié du méta- modèle de Hauquin et Jeannin (2019) permettant d'estimer la contrainte s'exerçant sur les piédroits. Le coefficient de détermination du méta-modèle simplifié proposé est de 0,99.
Le méta-modèle permettant d'estimer la contrainte sur les piédroits et le méta-modèle permettant d'estimer la résistance des piédroits ont été liés afin de proposer un méta-modèle permettant d'estimer le coefficient de sécurité des piédroits.

Afin d'évaluer la pertinence d'un critère d'effondrement basé sur le méta-modèle d'estimation du coefficient de sécurité des piédroits, nous avons effectué un tirage de Monte Carlo visant à estimer la probabilité d'obtenir un coefficient de sécurité inférieur à un coefficient de sécurité seuil pour les 188 tronçons que compte l'étude. Ces probabilités ont été comparées rétroactivement à l'état des tronçons (effondré ou non). Nous avons pu constater que pour un critère basé sur un coefficient de sécurité de 5,6, nous obtenions un F1-score de 83 %. Ce F1-score est similaire à ceux obtenus par deux approches statistiques différentes dans la partie précédente. Ces résultats permettent de conclure qu'une approche basée sur le coefficient de sécurité des piédroits est pertinente pour évaluer la probabilité d'occurrence des effondrements de type 1 (83 % des effondrements). Du fait d'un possible suivi des dégradations des propriétés mécaniques, l'utilisation d'un critère basé sur le coefficient de sécurité des piédroits pourrait donc constituer une approche plus fiable dans le temps.

Par ailleurs, la caractérisation des propriétés mécaniques nous a permis de constater que l'immersion des joints pendant 24 h divisait en moyenne leur module par 2,6 et leur cohésion par 2. A partir du méta-modèle du coefficient de sécurité, nous pouvons estimer que lors d'orages cévenols, du fait de la mise en charge des ouvrages, le coefficient de sécurité des piédroits pourrait être en moyenne divisé par 1,6. Cet élément pourrait, au moins en partie, expliquer l'effondrement qui s'est produit à Robiac Rochessadoule en 2012 lors d'un orage. Ce type de résultat pourrait également permettre d'aboutir à une recommandation supplémentaire pour sécuriser les zones d'effondrement potentiel lors d'épisodes orageux.

Bien que les résultats précédents permettent de valider la pertinence de l'approche proposée, il demeure néanmoins une incertitude importante sur les propriétés mécaniques et sur certaines propriétés géométriques. Bien que ces incertitudes aient été prises en compte dans l'étude, elles peuvent néanmoins jouer un rôle important sur la probabilité d'occurrence estimée d'un effondrement. Par ailleurs, si le F1-score obtenu est bon (83 %), il n'est pas parfait. Cette approche ne peut donc pas se substituer à des contrôles réguliers de l'état des ouvrages.

IV. Synthèse des résultats et analyse de risques post-modèles

IV.1. Synthèse des approches proposées

L'approche proposée dans ce manuscrit, pour la détermination du risque effondrement dans les ruisseaux couverts peut être résumée par la Figure 4.1.

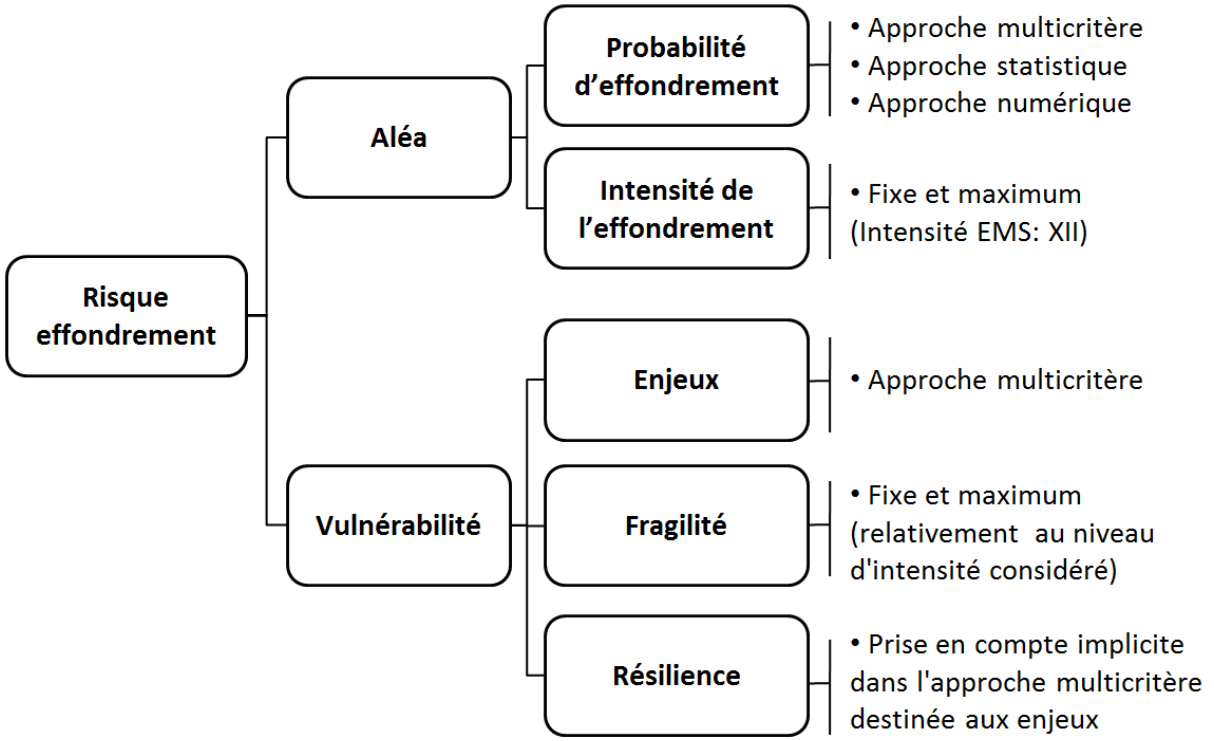


Figure 4. 1 : Schéma de l'approche proposée pour la détermination du risque effondrement des ruisseaux couverts

Comme nous pouvons le constater dans la Figure 4.1, du fait de l'intensité des effondrements considérés, ce travail s'est principalement concentré sur la détermination de la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts et dans une moindre mesure sur la détermination des enjeux. La méthodologie développée pour la partie enjeux est résumée dans le Tableau 4.1.

Tableau 4. 1 : Récapitulatif de la démarche proposée pour la détermination des enjeux

	Approche proposée dans le chapitre 1
Méthode d'agrégation	Méthode multicritère AHP
Méthode de détermination des enjeux	Intersection avec une zone d'effondrement potentiel
Type d'enjeux considérés	• Matériels • Energie • Habitations • Locaux industriels • ERP (2 catégories considérées) • Routes (2 catégories considérées)
Origine des pondérations	Réponses d'experts et d'élus
Variables utilisées	Nombre d'occurrence des enjeux

Les méthodologies développées pour la détermination de la probabilité d'effondrement, leurs avantages et leurs limites sont résumés dans le Tableau 4.2.

Tableau 4. 2 : Récapitulatif des approches proposées pour la détermination de la probabilité d'occurrence des effondrements des ruisseaux couverts

	Approches proposée dans le chapitre 1	**Approches proposée dans le chapitre 2**	**Approches proposée dans le chapitre 3**
Origines des effondrements considérés	Types 1 &2 (effondrements des piédroits et à la sortie)	Types 1 & 2 (effondrements des piédroits et à la sortie)	Type 1 (effondrements des piédroits)
Méthodes utilisées	Méthode multicritère AHP	Régression logistique	Méthodes des différences finies explicites
Variables utilisées	Nombre d'occurrence des désordres	Géométriques & Nombre d'occurrence des désordres	Géométriques & Mécaniques
Origine des coefficients/pondérations	Réponses d'experts et d'élus	Analyses statistiques rétroactives	Approches physiques & numériques
Bilan de l'état actuel des ouvrages	Oui	Non	Non
Estimation de la probabilité d'effondrement	Non	Oui (types 1 & 2)	Oui (type 1)
F1-score (pertinence des estimations)	NC	Type 1: 84% Type 2: 84%	83%
Prise en compte de la détérioration des propriétés mécaniques	Non	Non	Oui

Les trois approches proposées pour la détermination de la probabilité d'effondrement présentent chacune des avantages (bilan de l'état actuel, prévision des effondrements, prises en compte du développement des désordres ou de la dégradation des propriétés mécaniques). Cependant aucune ne permet de considérer conjointement tous ces éléments. Les notes calculées à partir de ces approches sont de ce fait partielles. Afin d'optimiser la fiabilité et l'aspect sécuritaire de la note de risque effondrement, nous avons choisi de considérer simultanément ces trois approches pour la détermination de la probabilité d'occurrence. La note finale de la probabilité d'occurrence sera donc la note maximale obtenue à partir de ces trois approches.

IV.2. Distribution de la probabilité d'occurrence des effondrements et de la note finale de risque effondrement

La note de risque a été calculée à partir du produit de la note d'enjeux et de la note maximale obtenue par les 3 approches visant à estimer la probabilité d'occurrence des effondrements. Les distributions de la note d'enjeux, de la note d'aléa finale et de la note de risque sont présentées dans les Figures 4.2, 4.3, 4.4.

La distribution de la note d'enjeux (Figure 4.2) a déjà été présentée dans la partie I.5.4. Elle a simplement été ajoutée dans cette partie afin de rassembler les distributions de chacune des notes.

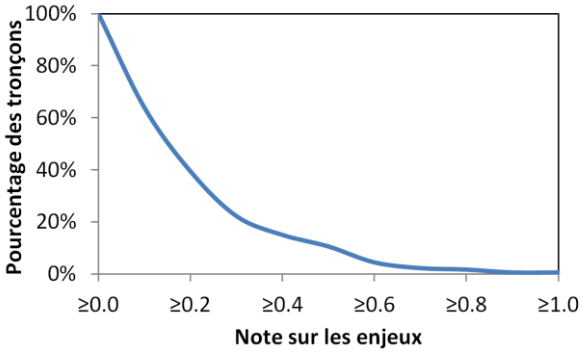


Figure 4. 2 : Distribution des notes d'enjeux

Nous pouvons constater sur la Figure 4.3 que 17 % des tronçons (31/180) sont associés à la note maximale de la probabilité d'occurrence des effondrements. Cela correspond aux 31 tronçons effondrés rencontrés pendant la campagne de mesure réalisée en 2017. Ce résultat n'ayant pas été obtenu dans le premier chapitre, cela signifie que les modèles statistiques ou physiques permettent bien de rendre compte de l'état actuel des ouvrages. Nous pouvons constater par ailleurs qu'aucun tronçon n'obtient la note de 0 et que seul 32 % des tronçons (58/180) dépassent la note de 0,5.

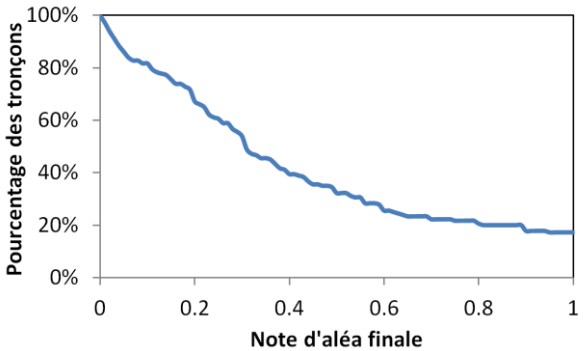


Figure 4. 3 : Distribution de la note d'aléa finale

Nous pouvons constater sur la Figure 4.4 que la moyenne des notes de risque est faible (0,09) et que 36 % des tronçons (65/180) obtiennent une note de risque nulle. Dans 64 % des tronçons (115/180) il existe donc à la fois une probabilité d'occurrence non nulle et des enjeux en surface. L'hétérogénéité des notes de risque est cependant importante. En effet 25 % des tronçons (45/180) obtiennent 80 % des notes de risques cumulées. Par ailleurs seul 11 % des tronçons (20/180) obtiennent une note de

risque supérieure à 0,25, 3 % (5/180) obtiennent une note supérieure à 0,5 et 1 % (2/180) obtiennent une note supérieure à 0,75.

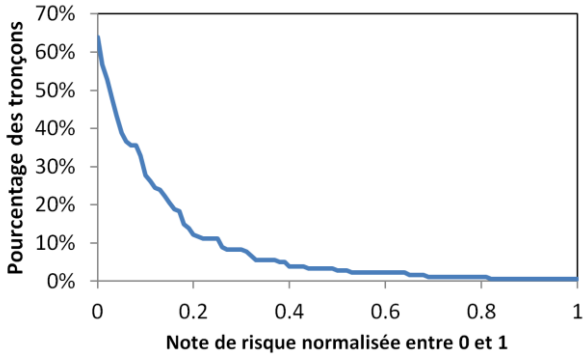


Figure 4. 4 : Distribution de la note de risque finale

IV.3. Présentation du classement des tronçons en fonction du risque effondrement

Pour chacun des 180 tronçons de ruisseaux couverts (6,5 km en cumulé), une note d'enjeux, d'aléa et de risque a été calculée. Ces notes ont été résumées dans le Tableau 4.3. Les enjeux présents dans les zones d'effondrement potentiel des tronçons ont été ajoutés. Il en est de même pour les désordres relevés.

Tableau 4. 3 : Classement des tronçons en fonction de la note de risque

	Position		Note			Enjeux						Désordres						
Nom du ruisseau couvert	Début du tronçon	Fin du tronçon	Enjeux	Aléa	Risque	Materiel	Energie	Habitation	Loc_indust	ERP_3_5	Route seco	Fissure	Panneau	Radier	Deformation_voute	Deformation_piedroit	Basculement	Effondrement
Les Forges - 1	140	175	0,7	0,8	1,0	1	1		1		1				1	1		1
Les Forges - 1	105	140	0,5	1,0	0,8	1	1						2		1			1
Rochessadoule Amont	280	315	0,7	0,6	0,7			1		1	3				2	1		
Rochessadoule Amont	105	140	1,0	0,4	0,6					2			3				1	
Rochessadoule Amont	210	245	0,5	0,6	0,5			1		1			2		1	2		1
La Valette	0	35	0,3	0,9	0,5			1			5	1	3		1	1	1	
Rochessadoule Amont	140	175	0,5	0,5	0,4					1	1					1	1	
La Vieille Valette	175	210	0,2	1,0	0,4						5				1	3		1
La Vieille Valette	210	245	0,2	1,0	0,4						5					2		1
La Cantonnade	0	35	0,4	0,6	0,4			4			1	1			1	2	1	
Rochessadoule Amont	245	280	0,6	0,3	0,3					1	3	1	1		1	2		
L'Ougouegne - 1	0	35	0,2	1,0	0,3						4		5		1	5		

Rochessadoule Amont	0	35	0,5	0,4	0,3					1	1	7	2	1	1	1		
Rochessadoule Amont	70	105	0,4	0,4	0,3					1			2			1	1	
Rochessadoule Amont	35	70	0,4	0,4	0,3					1		2			1		1	
Les Forges - 1	420	455	0,5	0,3	0,3				2			1	2		1	1		
La Vieille Valette	105	140	0,1	1,0	0,3						3	1	2					1
L'Ougouegne - 1	70	105	0,1	1,0	0,3			1			1		2			1		
L'Ougouegne - 1	105	140	0,1	1,0	0,3			1			1		2			2		
L'Ougouegne - 1	140	175	0,1	1,0	0,3			1			1				1			1
Chalmeton	175	210	0,4	0,3	0,2			4			2		2	#		1		
Les Forges - 1	315	350	0,4	0,3	0,2			4			1							
Champclauson - 1	245	280	0,5	0,2	0,2				2		1				1			
Les Forges - 1	175	210	0,2	0,6	0,2			2					1		1	1		1
Champclauson - 1	175	210	0,6	0,2	0,2			1	2									
Puits de Robiac Aval	35	70	0,5	0,2	0,2			5			1	12	5		1			
Brousse Varin	70	105	0,1	0,8	0,2			1			1	3	1	3		1	1	
Champclauson - 1	140	175	0,4	0,3	0,2			1	1		1							
Brousse Varin	0	35	0,1	0,7	0,2			1			1	3	3	2		1		
L'Ougouegne - 1	35	70	0,1	1,0	0,2						2	1	4			4		
La Vieille Valette	35	70	0,1	1,0	0,2						2	1	1			1		1
La Vieille Valette	70	105	0,1	1,0	0,2						2		2		1			
La Vieille Valette	140	175	0,1	1,0	0,2						2		1					1
La Tavernolle	35	70	0,1	1,0	0,2			1				1					1	1
Rochessadoule Aval	35	70	0,3	0,4	0,2			3				10	5				1	
Lascous	455	490	0,1	0,9	0,2						2	10	2		2			
La Valette	35	70	0,1	0,6	0,2			1			1	3	2		1	2		
Brousse Varin	35	70	0,1	0,9	0,1			1				8	2		1			
Brousse Varin Est	0	35	0,2	0,4	0,1						4	11	2	1				
Les Forges - 1	385	420	0,5	0,2	0,1				2				2			1		
Brousse Varin Est	35	70	0,1	0,8	0,1						2	13	2		1			
Le Sans Nom	1575	1610	0,1	0,6	0,1			1			1					1		
Le Ruisseau blanc	420	455	0,1	0,5	0,1			1			1						1	
Rochessadoule Amont	175	210	0,1	0,5	0,1			1			1	2	2	1		1		1
Rochessadoule Aval	0	35	0,3	0,3	0,1			3				13	4		2			
Les Forges - 1	490	525	0,4	0,2	0,1			3			2		1		1			
Brousse Varin Ouest	0	35	0,1	0,7	0,1			1				3			1			
Les Grottes - 1	0	35	0,2	0,3	0,1				1			4			2	1		
Chalmeton	0	35	0,4	0,2	0,1			4			1	2			1			
Le Ruisseau blanc	385	420	0,2	0,3	0,1			1			2		1					
Chalmeton	70	105	0,3	0,2	0,1			1	1			1	1		1			
Les Forges - 1	350	385	0,3	0,2	0,1			1	1				2		1			
Les Forges - 1	210	245	0,2	0,3	0,1			2										
Champclauson - 1	35	70	0,1	1,0	0,1						1		2					1
La Vieille Valette	245	280	0,1	1,0	0,1						1							1
La Vieille Valette	280	315	0,1	1,0	0,1						1							1

La Vieille Valette	315	350	0,1	1,0	0,1						1		3			1		1
La Vieille Valette	350	385	0,1	1,0	0,1						1		1			2		1
Champclauson - 1	0	35	0,1	1,0	0,1						1		1	1				1
La Jasse - 3	0	35	0,1	0,9	0,1						1	8	2	2	1		4	1
Le Ruisseau blanc	490	525	0,2	0,3	0,1	1							1					
Chalmeton	35	70	0,3	0,2	0,1				1		1		2		1			
Le Ruisseau blanc	525	560	0,2	0,3	0,1	1												
Rochessadoule Amont	315	350	0,1	0,9	0,1						1		1		2	5		
Champclauson - 1	315	350	0,4	0,1	0,1			1	1		1	1						
Cornas - 1	35	70	0,2	0,2	0,1			2				4	1		1			
La Tavernolle	0	35	0,1	0,6	0,1						1		4			4		
Chalmeton	140	175	0,3	0,1	0,1			2			3	1	1					
Cornas - 2	0	35	0,1	0,6	0,1						1	3	2				2	1
Brousse Varin Ouest	35	70	0,1	0,6	0,1						1	2		3				
Champclauson - 1	350	385	0,1	0,2	0,0			1			1		2		1			
Lascous	35	70	0,2	0,2	0,0			2				10				1		
Lascous	350	385	0,1	0,5	0,0						1	5	1					
Lascous	385	420	0,1	0,5	0,0						1	7	1	1				
Champclauson - 1	210	245	0,3	0,1	0,0				1		1							
La Jasse - 2	35	70	0,1	0,5	0,0						1			3		1	1	
Le Frayssinet	175	210	0,1	0,4	0,0						1				4		1	
Lascous	70	105	0,1	0,3	0,0			1				2	2	1		2		
Rochessadoule Amont	350	385	0,1	0,4	0,0						1				3		1	
La Valette	175	210	0,1	0,4	0,0						1	2	2	1		1		
Puits de Robiac Aval	70	105	0,5	0,0	0,0			2	1		2	1	1					
Le Ruisseau blanc	105	140	0,1	0,4	0,0						1		1	1	2	1		
Affluent de laTrouche	0	35	0,1	0,4	0,0						1			2				
Tunnel Pisani	0	35	0,1	0,4	0,0						1	5	3		1	2		
Les Forges - 1	280	315	0,2	0,1	0,0			2										
Champclauson - 1	280	315	0,2	0,1	0,0				1			1	1					
Le Frayssinet	0	35	0,1	0,3	0,0						1		4	2	5			
Le Ruisseau blanc	350	385	0,1	0,3	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	455	490	0,1	0,3	0,0						1							
Les Forges - 1	525	560	0,1	0,3	0,0						1	2					1	
Le Sans Nom	245	280	0,1	0,3	0,0						1	1					1	
Champclauson - 2	0	35	0,3	0,1	0,0			1			4		1					
Lascous	0	35	0,1	0,1	0,0			1				6						
Le Sans Nom	1540	1575	0,1	0,2	0,0						1	5	2					
La Vieille Valette	0	35	0,1	0,2	0,0						1	11	2			3		
La Valette	140	175	0,1	0,2	0,0						1		2					
Le Frayssinet	140	175	0,1	0,2	0,0						1			1	1			
La Jasse - 1	70	105	0,1	0,2	0,0						1			1		1		
Puits de Robiac Aval	0	35	0,4	0,0	0,0			3			3	9						
Les Forges - 1	455	490	0,7	0,0	0,0			3	2			1						

Champclauson - 1	385	420	0,1	0,1	0,0						1				1				
Le Sans Nom	140	175	0,1	0,1	0,0						2	3		1					
Plan incliné des Oules	105	140	0,1	0,1	0,0						2	1							
Chalmeton	210	245	0,3	0,0	0,0			3											
Lascous	490	525	0,1	0,1	0,0						1	6		2					
Champclauson - 1	420	455	0,1	0,0	0,0						2		1						
Champclauson - 1	455	490	0,2	0,0	0,0			1			3								
Plan incliné des Oules	70	105	0,1	0,0	0,0						1	1							
Chalmeton	245	280	0,1	0,0	0,0			1											
Le Sans Nom	210	245	0,1	0,0	0,0						1								
Le Sans Nom	1680	1715	0,1	0,0	0,0						3	1							
Le Ruisseau blanc	140	175	0,1	0,0	0,0						1								
Plan incliné des Oules	140	175	0,1	0,0	0,0						1								
Plan incliné des Oules	0	35	0,1	0,0	0,0						1	1							
Champclauson - 2	35	70	0,1	0,0	0,0						1								
Brousse Varin	105	140	0,0	1,0	0,0							3		1			1	1	
La Vieille Valette	385	420	0,0	1,0	0,0													1	
La Vieille Valette	420	455	0,0	1,0	0,0											1		1	
La Vieille Valette	455	490	0,0	1,0	0,0								1		2	1			
La Jasse - 1	105	140	0,0	1,0	0,0							5	2	2		2	2	1	
Les Forges - 1	0	35	0,0	1,0	0,0										1		1		
Les Forges - 1	35	70	0,0	1,0	0,0							5	3	1	1	4	1	1	
Les Forges - 1	70	105	0,0	1,0	0,0							1				1		1	
Brousse Varin Est	70	105	0,0	1,0	0,0							6		1				1	
Tunnel Pisani	105	140	0,0	1,0	0,0								1				3	1	
Brousse Varin Ouest	140	175	0,0	1,0	0,0							1		1	1			1	
Tunnel Pisani	70	105	0,0	1,0	0,0							1	5		4	8		1	
La Jasse - 3	35	70	0,0	0,8	0,0							7	7	1					
Le Frayssinet	35	70	0,0	0,6	0,0							4		2	3	1	1		
Lascous	420	455	0,0	0,6	0,0							11	4						
Le Frayssinet	70	105	0,0	0,6	0,0							2	1	3	2		1		
Brousse Varin Ouest	70	105	0,0	0,6	0,0							3	1		1	1			
Le Ruisseau blanc	280	315	0,0	0,5	0,0											1			
Tunnel Pisani	35	70	0,0	0,5	0,0							3	2	1	2	3			
La Jasse - 2	0	35	0,0	0,5	0,0							1	5			2	1		
Le Sans Nom	175	210	0,0	0,4	0,0								1			1	1		
La Valette	70	105	0,0	0,4	0,0								6		1	1			
La Vieille Valette	490	525	0,0	0,4	0,0							1	1						
La Jasse - 1	0	35	0,0	0,4	0,0							3	5		1	2			
Le Sans Nom	1610	1645	0,0	0,4	0,0														
La Valette	210	245	0,0	0,4	0,0							7	1	1			1		
Le Sans Nom	315	350	0,0	0,3	0,0							1	2				1		
Cornas - 1	0	35	0,0	0,3	0,0							1		1				1	
Le Ruisseau blanc	560	595	0,0	0,3	0,0								1		1				

Le Ruisseau blanc	245	280	0,0	0,3	0,0									1				
Le Ruisseau blanc	315	350	0,0	0,3	0,0													
Brousse Varin Ouest	105	140	0,0	0,3	0,0							7	1		1			
Lascous	175	210	0,0	0,3	0,0							9	1	2	2			
Le Ruisseau blanc	595	630	0,0	0,3	0,0							1						
La Valette	105	140	0,0	0,3	0,0							2					1	
Plan incliné des Oules	175	210	0,0	0,3	0,0												1	
Lascous	210	245	0,0	0,2	0,0							3	3	1				
Le Ruisseau blanc	70	105	0,0	0,2	0,0									1	3			
Lascous	280	315	0,0	0,2	0,0							2	4					
Le Ruisseau blanc	0	35	0,0	0,2	0,0							1				1		
Lascous	105	140	0,0	0,2	0,0							9	4			1		
Lascous	315	350	0,0	0,2	0,0							2		1				
Lascous	245	280	0,0	0,2	0,0							2						
Lascous	630	665	0,0	0,2	0,0									2	1			
Le Ruisseau blanc	210	245	0,0	0,2	0,0								2			2		
Plan incliné des Oules	35	70	0,0	0,2	0,0							1			1			
Lascous	665	700	0,0	0,1	0,0										1			
Lascous	140	175	0,0	0,1	0,0							1				1		
Le Ruisseau blanc	35	70	0,0	0,1	0,0											1		
Le Frayssinet	105	140	0,0	0,1	0,0								2	2				
La Jasse - 1	35	70	0,0	0,1	0,0							2	2	1				
Lascous	525	560	0,0	0,1	0,0							3		1				
Le Ruisseau blanc	630	665	0,0	0,1	0,0							2						
Affluent de laTrouche	35	70	0,0	0,1	0,0													
Le Ruisseau blanc	175	210	0,0	0,0	0,0							2	1					
Le Sans Nom	280	315	0,0	0,0	0,0							1	1					
Le Ruisseau blanc	665	700	0,0	0,0	0,0							1						
Chalmeton	105	140	0,0	0,0	0,0								1					
La Valette	245	280	0,0	0,0	0,0								1					
Lascous	560	595	0,0	0,0	0,0													
Lascous	595	630	0,0	0,0	0,0							1						
Le Sans Nom	1645	1680	0,0	0,0	0,0							3						
Les Forges - 1	245	280	0,0	0,0	0,0													
La Jasse - 2	70	105	0,0	0,0	0,0													
Rochessadoule Aval	70	105	0,0	0,0	0,0													

IV.4. Synthèse des relevés et cartographie des risques

Durant cette thèse et afin de développer et de valider la méthodologie proposée, de nombreux relevés ont été effectués et géolocalisés. Ces travaux sont les suivants :

- La géolocalisation du tracé de 28 ruisseaux couverts et de 2070 caractéristiques géométriques et conditions de site relevés associés

- Le relevé et la géolocalisation de 824 désordres répartis en 7 catégories
- La détermination et la géolocalisation de 180 zones d'effondrement potentiel
- La détermination de 152 enjeux potentiellement impactés, répartis en 8 catégories (dont 84 routes et 52 habitations).

Tous ces éléments ont été positionnés en utilisant un système géodésique mondial (WGS 84). Des couches d'informations virtuelles ont été créées et permettent de mettre à disposition ces relevés qui peuvent être visualisés par l'intermédiaire d'un SIG (système d'information géographique) tel que le logiciel gratuit et libre QGIS. Par ailleurs, les notes de risque finales obtenues ont été implémentées sur les 180 zones d'effondrement potentiel. L'ensemble des données relevées, géolocalisées ou calculées peuvent donc être aisément visualisées.

Afin de présenter le rendu cartographique final, les désordres, les enjeux et les zones d'effondrement potentiel sont présentés pour le ruisseau couvert Les Forges – 1 situé à Bessèges. Cet ouvrage comporte les deux tronçons ayant obtenus les plus hautes notes de risque.

La Figure 4.5 présente une vue satellitaire Google Maps permettant d'apprécier l'occupation de la surface au-dessus d'une portion du ruisseau couvert Les Forges – 1. Dans la Figure 4.6, les infrastructures/enjeux de la Figure 4.5 ont été numérisés et implémentés sur des couches virtuelles d'informations. Dans la Figure 4.7, nous pouvons observer la géolocalisation du tracé d'une portion du ruisseau couvert Les Forges – 1 au-dessous des infrastructures numérisées dans la Figure 4.6 Dans la Figure 4.8, les désordres relevés et géolocalisés ont été ajoutés. Dans la Figure 4.9 les zones d'effondrement potentiel ont été estimées et géolocalisées pour chaque tronçon. Ces tronçons ont ensuite été colorés en fonction de la note de risque obtenue. Enfin, la Figure 4.10 présente la superposition des couches virtuelles d'informations relatives au tracé de l'ouvrage, des désordres en présence, des zones d'effondrement potentiel colorées en fonction de la note de risque obtenue et d'une vue satellite Google Maps.

L'ensemble des cartes réalisées pour les 28 ruisseaux couverts est disponible dans l'Annexe K.

Figure 4. 5 : Vue satellite Google Maps des éléments de surface recouvrant le ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges

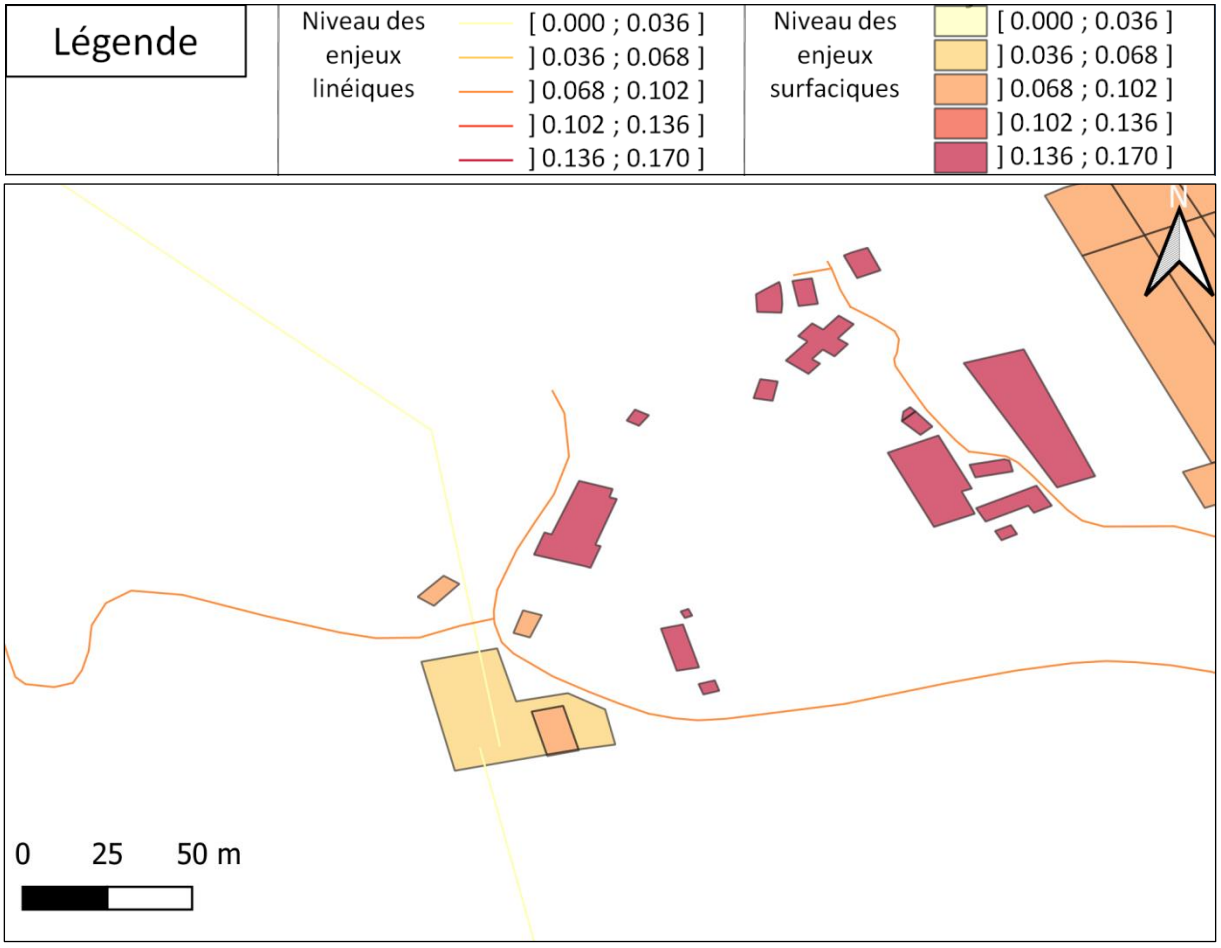


Figure 4. 6 : Couches d'informations virtuelles représentatives des enjeux pondérés de la Figure 4.5

Figure 4. 7 : Reprise des éléments de la Figure 4.6 et ajout du tracé du ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges

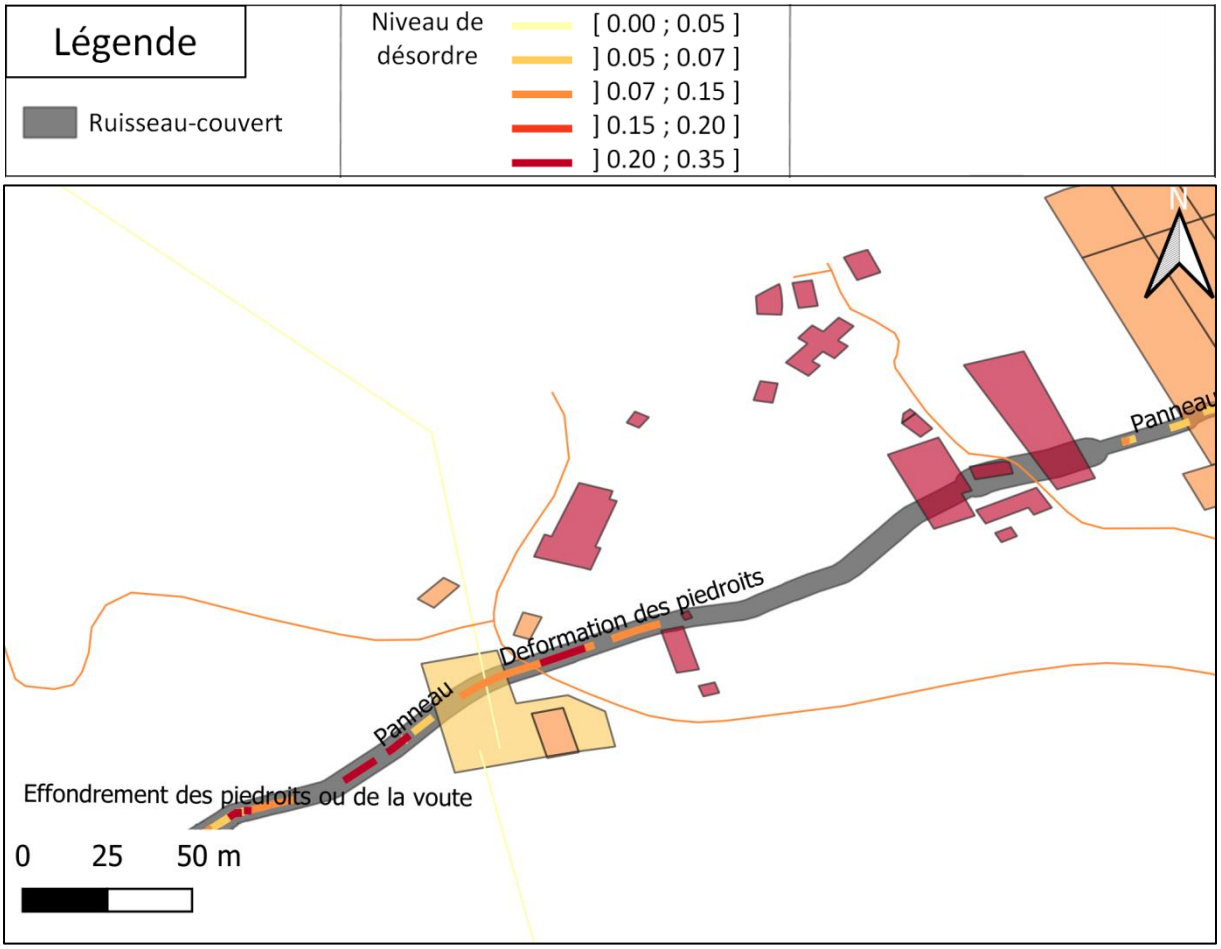


Figure 4. 8 : Reprise des éléments de la Figure 4.7 et ajout des désordres pondérés du ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges

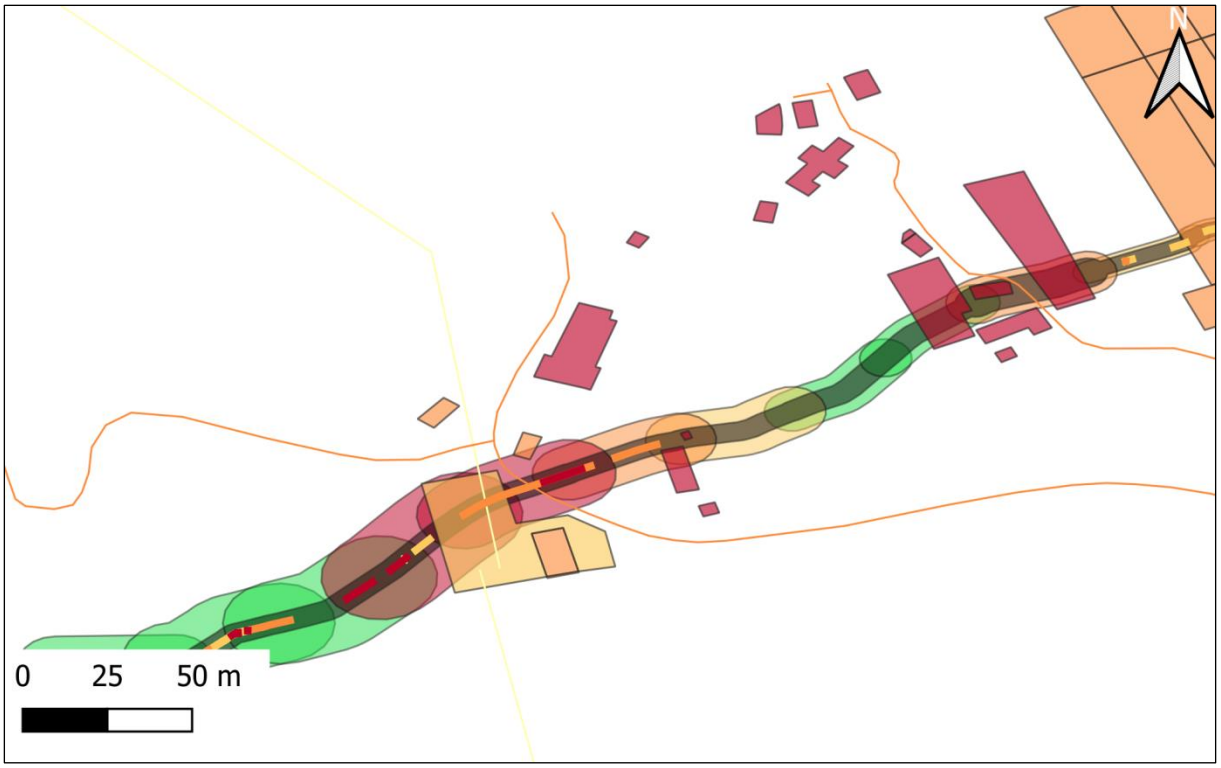


Figure 4. 9 : Reprise des éléments de la Figure 4.8 et ajout des zones d'effondrement potentiel colorées en fonction de la note de risque obtenue pour ces zones. Ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges

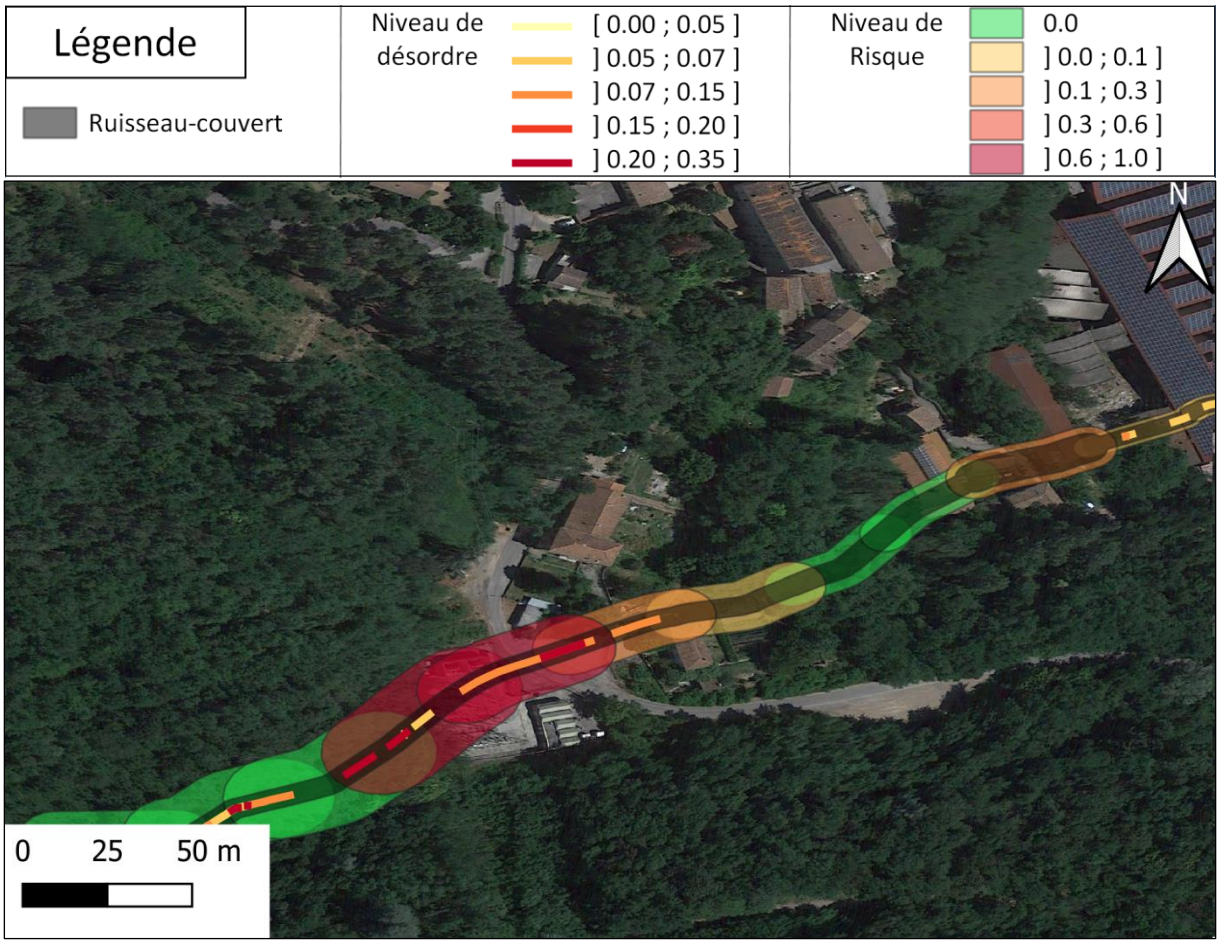


Figure 4. 10 : Vue satellite et cartographie des résultats de l'analyse de risques, Ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges

V. Conclusion générale

Au cours de cette recherche, nous avons évalué l'apport de la combinaison des approches statistiques et mécaniques à l'estimation du risque effondrement de 28 ruisseaux couverts du bassin houiller cévenol.

Du fait de l'absence de travaux antérieurs permettant d'estimer le risque effondrement d'ouvrages similaires, les étapes suivantes ont été suivies afin de proposer une méthodologie d'estimation qui soit générique :

- Utilisation de la définition (1.1) proposée par UN/ISDR (2004) pour l'estimation du risque.
- Considération du niveau d'intensité maximum (EMS XII) proposé par European Macroseismic Scale (1998), conformément à la recommandation de l'INERIS (2018) sur le niveau d'intensité dans le cas des effondrements miniers.
- Utilisation de la méthode AHP (Analytic Hierachy Process) pour l'agrégation des critères de l'étude (Saaty, 1987).
- Conformément aux recommandations de l'AFTES (1995) et du CETU, (2004), les critères permettant d'estimer la probabilité d'occurrence des effondrements sont basés sur l'occurrence de désordres.
- Les désordres considérés dans l'étude sont : fissures, perte de moellons, érosion du radier, déformation de la voûte, des piédroits, basculement et effondrement, conformément au guide des désordres dans les tunnels revêtus (AFTES, 2005).
- Les critères sur les enjeux ont été estimés à partir des recommandations de FEMA (2001) en ce qui concerne les installations critiques et de Zihri et al. (2003)concernant des bâtiments assurant d'autres fonctions. Ces recommandations ont été adaptées au cadre législatif français et ont permis d'aboutir à la considération des catégories d'enjeux suivants : matériel, énergie, habitations, locaux industriels, ERP catégories 3 à 5, routes secondaires, ERP catégories 1 et 2, routes principales.
- Les pondérations des critères ont été explicitées à partir d'avis d'experts publics, privés, universitaires et d'élus en utilisant la méthode AHP.

L'approche proposée a permis d'aboutir à une méthodologie d'estimation du risque effondrement des ruisseaux couverts permettant de prendre en compte :

- L'occurrence des différents désordres ;
- L'importance relative des désordres estimée par des experts et des élus pour l'estimation de la probabilité d'occurrence ;
- Les enjeux en présence ;
- L'importance relative accordée par des experts et des élus à ces enjeux.

Par l'utilisation de la méthode AHP, deux notes sont calculées pour chaque tronçon, la note d'aléa et la note d'enjeux dont le produit est égal à la note de risque. Les avantages de cette approche sont les suivants :

- Elle permet de rendre comparable l'état des tronçons affectés par des désordres différents (en type, et en nombre) ;

- Elle permet de rendre comparable des zones d'effondrement potentiel affectant des enjeux patrimoniaux différents (en type et en nombre) ;
- Elle permet, à partir de ces deux notes, de définir une note de risque permettant de comparer l'ensemble des tronçons et de prioriser des actions préventives sur les ouvrages présentant les tronçons aux niveaux de risque les plus élevés (réparations des ouvrages, sécurisations de zones d'effondrement potentiel en surface, mise en sécurité des personnes)

Afin d'appliquer la méthodologie aux 28 ruisseaux couverts étudiés, (6.5 km de longueurs cumulées) divisés artificiellement en 180 tronçons de longueur fixe, des relevés ont été effectués. Pour les 28 ruisseaux couverts étudiés, nous avons relevé, puis géolocalisé, 824 désordres, 1 454 paramètres géométriques et 616 conditions de sites. Les zones d'effondrement potentiel relatives aux tronçons ont été estimées et géolocalisées. Sur chacune de ces zones, les enjeux des différentes catégories considérées ont pu être comptabilisés (notamment 84 routes, 52 habitations, 10 locaux industriels, 3 ERP) à partir de couches virtuelles d'enjeux, sur la base de cartes de l'IGN et modifiées pour les besoins de l'étude.

Si l'application de la méthodologie aux 180 tronçons de ruisseaux couverts a bien permis de les classer, elle a aussi, rétroactivement, mis en évidence des limites de l'approche proposée à l'estimation de la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts (taux d'erreur: 42 %, F1-score: 47 %). La méthodologie permet ainsi de déterminer une note globale représentative de l'état actuel de l'ouvrage. Mais cette note ne permet pas d'estimer, de manière fiable, la probabilité d'occurrence des effondrements. Il existe également une incertitude liée à l'estimation des enjeux mais celle-ci est davantage liée, dans notre cas, à la qualité de la géolocalisation des ouvrages qu'à la méthodologie employée.

La démarche proposée n'étant pas suffisante pour estimer la probabilité d'occurrence des effondrements, nous avons, à partir des données relevées pour la première phase de l'étude, utilisé la démarche suivante afin d'améliorer cette estimation :

- Identification des types d'effondrement (analyses descriptives monovariée et multivariée)
- Identification des paramètres influant sur les différents effondrements (analyse monovariée inférentielle)
- Estimation d'un modèle d'estimation de la probabilité d'effondrement pour chaque type d'effondrement (analyse multivariée inférentielle)
- A partir des résultats statistiques, proposition d'une approche physique permettant d'estimer la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts
- Proposition d'un méta-modèle physique permettant d'estimer la probabilité d'effondrement à partir de simulations numériques (simulations numériques et régression multiple)
- Estimation de la pertinence rétroactive du modèle à partir de tirages de Monte Carlo
- Amélioration de l'approche initiale à partir des résultats des approches statistiques et physiques/numériques

L'utilisation de cette approche basée sur les données acquises pour l'estimation du risque effondrement des ouvrages étudiés nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Les effondrements constatés sont liés à deux types d'effondrement distincts. Le premier type d'effondrement (81% des effondrements) est lié à l'effondrement des piédroits. Le second

type d'effondrement (19 % des effondrements) est lié à l'effondrement de la sortie des ouvrages. Par ailleurs, nous avons constaté que les désordres influent peu sur les effondrements des piédroits et que ce type d'effondrement est principalement lié à un excès de chargement et à la nature des piédroits. Inversement, les effondrements à la sortie seraient liés à la propagation de désordres (érosion du radier et déformations) dans les sorties d'ouvrages faiblement chargées.

- La probabilité d'occurrence des effondrements a été décrite à partir de modèles statistiques (respectivement 10 % et 0 % d'erreur d'apprentissage pour les effondrements des piédroits et à la sortie, et 89 % et 100 % pour le F1-score). Nous avons également pu prédire rétroactivement l'occurrence de ces effondrements (respectivement 13 % et 16 % d'erreur de test pour les effondrements des piédroits et à la sortie, et 84 % et 85 % pour le F1-score).

- Les résultats de l'analyse statistique nous ont également permis d'orienter la suite de l'étude en nous permettant d'estimer que le coefficient de sécurité des piédroits pourrait être un indicateur fiable de la probabilité d'effondrement des ruisseaux couverts dans 81 % des cas, et pourrait constituer un indicateur plus fiable de ces effondrements dans le temps.

- Par l'utilisation de simulations numériques, nous avons évalué phénoménologiquement le mode de chargement pouvant conduire aux effondrements des piédroits observés. A partir de ce mode de chargement et à l'aide de 96 simulations numériques de piédroits, nous avons ensuite proposé un méta-modèle d'estimation de la résistance des piédroits en fonction de 6 variables. Le coefficient de détermination de ce méta-modèle est de 0,86. A partir de simulations numériques menées par Hauquin et Jeannin (2019) et des propriétés mécaniques relevées et estimées, suite à des tests en laboratoire, dans le cadre de cette étude, nous avons proposé un méta-modèle permettant d'estimer la contrainte s'exerçant sur les piédroits. Le coefficient de détermination du méta-modèle simplifié proposé est de 0,99. Enfin nous avons, à partir de ces deux méta-modèles, pu proposer un méta-modèle d'estimation de coefficient de sécurité des piédroits.

- La pertinence du méta-modèle d'estimation du coefficient de sécurité des piédroits a été évaluée à partir d'un tirage de Monte Carlo pour les 188 tronçons que compte l'étude. Nous avons pu constater que, pour un critère basé sur un coefficient de sécurité de 5,6, nous obtenions un taux d'erreur de 15 % et un F1-score de 83 %. Du fait d'un possible suivi des dégradations des propriétés mécaniques, l'utilisation d'un critère basé sur le coefficient de sécurité des piédroits pourrait donc constituer une approche plus fiable dans le temps que l'approche uniquement statistique.

- Nous avons, dans cette recherche, constaté expérimentalement que l'immersion des joints pendant 24 h, dans de l'eau, entrainait la division de la valeur de leur module par un facteur de 2,6 et de leur cohésion par un facteur de 2. En utilisant le méta-modèle du coefficient de sécurité proposé, nous avons constaté que, lors de la mise en charge hydraulique des ouvrages, le coefficient de sécurité des piédroits pourrait être en moyenne divisé par 1,6. Cet élément pourrait, au moins en partie, expliquer l'effondrement de Robiac-Rochessadoule en

2012, suite à un épisode cévenol particulièrement remarquable, et aboutir à des recommandations spécifiques lors de tels évènements.

- Enfin les modèles d'estimations statistiques et physiques de la probabilité d'occurrence ont été ajoutés à la méthode d'estimation des risques effondrement proposée en début d'étude. L'agrégation de ces résultats a permis d'aboutir à un estimateur amélioré du risque effondrement des ruisseaux couverts permettant d'estimer plus précisément la probabilité d'occurrence des effondrements (taux d'erreur divisé par 2,8 et F1-score multiplié par 1,8). Une note de risque a été calculée, à partir de cette approche, pour chacun des 180 tronçons et a permis d'aboutir au classement de l'ensemble de ces tronçons. La note obtenue pourra permettre de prioriser des actions préventives sur les ouvrages présentant les niveaux de risque les plus élevés (réparations des ouvrages, sécurisations de zones d'effondrement potentiel en surface, mise en sécurité des personnes).

L'utilisation combinée d'une rétro analyse statistique et d'une analyse numérique a permis, à partir des données relevées, d'améliorer la compréhension des mécanismes d'effondrement des ruisseaux couverts et l'estimation de leur risque d'effondrement. Il est cependant à noter que, dans cette étude, le nombre d'ouvrages et d'effondrements reste limité. Il en est de même pour la caractérisation des propriétés mécaniques qui pourrait être poursuivie de façon plus systématique. La prise en compte d'autres ouvrages similaires pourrait permettre de confirmer nos conclusions et également d'introduire d'autres types d'effondrement non rencontrés et donc non évalués dans cette étude. De ce fait, l'estimation du risque effondrement des ouvrages non considérés dans cette étude (44/72) pourrait être l'occasion d'un complément d'inventaire.
Cette méthodologie pourrait être étendue à l'estimation du risque effondrement d'autres types d'ouvrages souterrains. Ainsi, les données relevées pour déterminer le risque effondrement de ces ouvrages, pourrait constituer la base d'une démarche d'amélioration continue de la méthode d'estimation de leur risque d'effondrement, elle-même constituant une première étape pour la hiérarchisation des opérations de maintenance préventive destinée à assurer le fonctionnement durable de ces ouvrages, tant d'un point de vue hydraulique que structurel.

Références

Addessi, D., Marfia, S., Sacco, E., Toti, J., 2014. Modeling approaches for masonry structures. Open Civ. Eng. J. 8.

AFTES, 2005. Recommandations de l'AFTES, Catalogue des désordres en ouvrages souterrains FT14R7F1. Tunnels ouvrages Souterr. 10.

AFTES, 1995. Recommandations de l'AFTES: Les méthodes de diagnostic pour les tunnels revêtus GT14R4F2. Tunnels ouvrages Souterr. 287–306.

Agrebi, M., 2018. Multi-attribute and multi-actor decision making methods for solving the selection problem under certain/uncertain environment : case of distribution centers location. Université de Valenciennes et du Hainaut-Cambresis ; Université de Sfax (Tunisie).

Aminbakhsh, S., Gunduz, M., Sonmez, R., 2013. Safety risk assessment using analytic hierarchy process (AHP) during planning and budgeting of construction projects. J. Safety Res. 46, 99–105. https://doi.org/10.1016/j.jsr.2013.05.003

Andreotti, G., Graziotti, F., Magenes, G., 2018. Detailed micro-modelling of the direct shear tests of brick masonry specimens: The role of dilatancy. Eng. Struct. 168, 929–949. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.019

Archives nationales, 1958. COMPAGNIE DES MINES DE LA GRAND-COMBE [WWW Document]. URL http://www.archivesnationales.culture.gouv.fr/camt/fr/egf/donnees_efg/90_AQ/mines_grandCombe.html

Asakura, T., Kojima, Y., 2003. Tunnel maintenance in Japan. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 18, 161–169. https://doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00024-5

Attard, L., Debono, C.J., Valentino, G., Di Castro, M., 2018. Tunnel inspection using photogrammetric techniques and image processing: A review. ISPRS J. Photogramm. Remote Sens. 144, 180–188. https://doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2018.07.010

Ayadi, D., 2010. Reliability optimisation : applications of goal programming model with the functions of satisfaction in the treatment of gas industry. Université d'Angers.

Bartoli, G., Betti, M., Galano, L., Zini, G., 2019. Numerical insights on the seismic risk of confined masonry towers. Eng. Struct. 180, 713–727. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.001

Barton, N., 2008. A unique metro accident in Brazil caused by multiple factors. In 2nd Brazilian Congress of Tunnels and Underground Structures. São Paulo, Brazil.

Bennett, R.M., Boyd, K.A., Flanagan, R.D., 1997. Compressive properties of structural clay tile prisms. J. Struct. Eng. 123, 920–926.

Bergamo, O., Campione, G., Cucchiara, C., Russo, G., 2016. Structural behavior of the old masonry bridge in the Gulf of Castellammare. Eng. Fail. Anal. 62, 188–198. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2016.02.007

Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G., Esteulle, F., 1988. Ouvrages souterrains-Conception, réalisation,

entretien.

Bouyssou, D., Marchant, T., Pirlot, M., Perny, P., Tsoukias, A., Vincke, P., 2000. Evaluation and decision models: a critical perspective. Springer Science & Business Media.

Breiman, L., Friedman, J.H., Olshen, R.A., Stone, C.J., 1984. Classification and Regression Trees. Wadsworth and Brooks, Monterey, CA.

Bröcker, O., 1963. Die auswertung von tragfähigkeitsversuchen an gemauerten wänden. Betonstein-Zeitung 10, 19–21.

Brouard, C., 2013. Inférence de réseaux d'interaction protéine-protéine par apprentissage statistique.

Buede, D.M., Maxwell, D.T., 1995. Rank disagreement: A comparison of multi-criteria methodologies. J. Multi-Criteria Decis. Anal. 4, 1–21.

Casas, J.R., 2011. Reliability-based assessment of masonry arch bridges. Constr. Build. Mater. 25, 1621–1631. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.10.011

CETU, 2004. Guide de l'inspection du génie civil des tunnels toutiers: Du désordre vers le diagnostic.

CETUR-SETRA, 1992. Sécurité des routes et des rues.

Chen, H.M., Yu, H.S., Smith, M.J., 2016. Physical model tests and numerical simulation for assessing the stability of brick-lined tunnels. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 53, 109–119. https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.01.016

Christy, C., Tensing, D., Shanthi, R., 2013. Experimental study on compressive strength and elastic modulus of clay and fly ash brick masonry. J Civ. Eng Constr Technol 4, 134–141. https://doi.org/10.5897/JCECT12.089

Croizette-Desnoyers, P., 1885. Cours de construction des ponts. Paris.

Danesh, D., Ryan, M.J., Abbasi, A., 2017. A systematic comparison of multi-criteria decision making methods for the improvement of project portfolio management in complex organisations. Int. J.

Manag. Decis. Mak. 16, 280–320. https://doi.org/10.1504/IJMDM.2017.085638

Davis, A.G., Lim, M.K., Petersen, C.G., 2005. Rapid and economical evaluation of concrete tunnel linings with impulse response and impulse radar non-destructive methods. NDT E Int. 38, 181–186. https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2004.03.011

Dayaratnam, P., 1987. Brick and reinforced brick structures. South Asia Books.

Deck, O., Verdel, T., Salmon, R., 2009. Vulnerability assessment of mining subsidence hazards. Risk Anal. 29, 1381–1394. https://doi.org/10.1111/j.1539-6924.2009.01238.x

Delbecq, J.-M., 1982. Les ponts en maçonnerie, SETRA. ed.

Drougkas, A., Roca, P., Molins, C., 2015. Analytical micro-modeling of masonry periodic unit cells -

Elastic properties. Int. J. Solids Struct. 69–70, 169–188. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2015.04.039

Dymiotis, C., Gutlederer, B.M., 2002. Allowing for uncertainties in the modelling of masonry compressive strength. Constr. Build. Mater. 16, 443–452.

E. Méry, 1840. Equilibre des voûtes en berceau, Annales de. ed. Annales des Ponts et Chaussées,.

Engesser, F., 1907. Über weitgespannte wölbbrücken. Zeitschrift für Archit. und Ingenieurwes. 53, 403–440.

Erguler, Z.A., Ulusay, R., 2009. Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 46, 355–370. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.07.002

Eurocode 6, 2011. Dimensionner les ouvrages en maçonnerie.

European Macroseismic Scale, 2001. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Cahiers du. ed.

European Macroseismic Scale, 1998. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de séismologie, Cahiers du. ed, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Luxembourg.

F.Vermeersch, Y.Paquette, H.Baroudi, 2012. Rapports S 2012/103DE - 12LRO35530 non publié , Compte rendu de visite et proposition de mise en sécurité d'un effondrement à Rochessadoule.

FEMA, 2001. Understanding Your Risks--Identifying Hazards and Estimating Loss Potential.

Fisher, R., 1934. Statistical methods for research workers, Biological monographs and manuals.

Fisher, R.A., 1924. 035: The Distribution of the Partial Correlation Coefficient. Metron 3, 329–332.

Forgács, T., Sarhosis, V., Bagi, K., 2018. Influence of construction method on the load bearing capacity of skew masonry arches. Eng. Struct. 168, 612–627. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.005

Galassi, S., Misseri, G., Rovero, L., Tempesta, G., 2018. Failure modes prediction of masonry voussoir arches on moving supports. Eng. Struct. 173, 706–717. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.015

Garzón-Roca, J., Marco, C.O., Adam, J.M., 2013. Compressive strength of masonry made of clay bricks and cement mortar: Estimation based on neural networks and fuzzy logic. Eng. Struct. 48, 21–27.

Geoderis, 2007. Fiches Geoderis.

Gesta, P., 1994. Travaux souterrains. Tech. l'ingénieur C5565 V1, 38.

Ghiasi, V., Omar, H., Kim Huat, B.B., Muniandi, R., Zainuddin, B., Yusof, M., 2011. Risk management overview of tunnels using numerical modeling. J. Eng. Des. Technol. 9, 110–124.

Giordano, A., Mele, E., De Luca, A., 2002. Modelling of historical masonry structures: Comparison of different approaches through a case study. Eng. Struct. 24, 1057–1069. https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00033-0

Gumaste, K.S., Rao, K.S.N., Reddy, B.V.V., Jagadish, K.S., 2007. Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression. Mater. Struct. 40, 241–253.

Haack, P.A., Schreyer, J., Jackel, G., 1995. Testing Methods for Determining the State of a Tunnel Lining. Science (80-.). 10.

Hamdy, G., Kamal, O., Al-Hariri, O., El-Salakawy, T., 2018. Plane and vaulted masonry elements strengthened by different techniques – Testing, numerical modeling and nonlinear analysis. J. Build. Eng. 15, 203–217. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2017.11.009

Hasan, S.S., Hendry, A.W., 1976. Effects of Slenderness and Eccentricity on the Compressive Strength of Walls, in: Proceedings of the Fourth International Brick Masonry Conference (Brugge).

Hauquin, T., Jeannin, T., 2019. Correlation between the collapse of old masonry tunnels and their vertical stress demonstrated by Monte Carlo simulations of a polynomial meta-model – A case study concerning 25 covered stream tunnels of the Cevennes mountain region (France) (article soum. Tunn. Undergr. Sp. Technol.

Hendry, A.W., Malek, M.H., 1986. Characteristic compressive strength of brickwork walls from collected test results. Mason. INT. Mason. Int. 15.

Huang, H. wei, Li, Q. tong, Zhang, D. ming, 2018. Deep learning based image recognition for crack and leakage defects of metro shield tunnel. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 77, 166–176. https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.04.002

Idris, J., Al-Heib, M., Verdel, T., 2009. Numerical modelling of masonry joints degradation in built tunnels. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 24, 617–626. https://doi.org/10.1016/j.tust.2009.05.002

Idris, J., Verdel, T., Al-Heib, M., 2008. Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 23, 251–263. https://doi.org/10.1016/j.tust.2007.04.006

INERIS, 2018. Ineris 17-164640-01944A : Évaluation des aléas miniers.

INERIS, 2007. INERIS-DRS-07-86042-02484A Mise en sécurité des cavités souterraines d'origine anthropique: Surveillance - traitement.

INVENTAIRE des TUNNELS FERROVIAIRES de FRANCE, n.d. Fiche du Tunnel de Vierzy, n°inventaire 02799.1.

Javad, M., Amiri, T., Abdollahzadeh, G., Haghighi, F., Neves, J.M., 2019. Bridges Risk Analysis in View of Repair and Maintenance by Multi Criteria Decision Making Method (Case Study: Babolsar Bridges) Bridges Risk Analysis in View of Repair and Maintenance. Int. J. Transp. Eng. 7. https://doi.org/10.22119/IJTE.2018.118629.1390

Kamel, T., Limam, A., Silvani, C., Pellet, F.L., 2015. Modeling the degradation of old subway galleries using a continuum approach. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 48, 77–93.

https://doi.org/10.1016/j.tust.2014.12.015

Kaushik, H.B., Rai, D.C., Jain, S.K., 2007. Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. J. Mater. Civ. Eng. 19, 728–739.

Kendall, M.G., 1945. The treatment of ties in ranking problems. Biometrika 33, 239–251. https://doi.org/10.1093/biomet/33.3.239

Kendall, M.G., 1938. A New Measure of Rank Correlation. Biometrika 30, 81–93. https://doi.org/10.2307/2332226

Kim, S., 2015. Communications for Statistical Applications and Methods ppcor: An R Package for a Fast Calculation to Semi-partial Correlation Coefficients 22, 665–674. https://doi.org/10.5351/CSAM.2015.22.6.665

Kumavat, H.R., 2016. An experimental investigation of mechanical properties in clay brick masonry by partial replacement of fine aggregate with clay brick waste. J. Inst. Eng. Ser. A 97, 199–204.

Laurencelle, L., 2016. Le tau et le tau-b de Kendall pour la corrélation de variables ordinales simples ou catégorielles. Tutor. Quant. Methods Psychol. 5, 51–58. https://doi.org/10.20982/tqmp.05.2.p051

Llanca, D., Breul, P., Bacconnet, C., 2017. Improving the diagnosis methodology for masonry tunnels. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 70, 55–64. https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.07.002

Lourenço, P.B., 2013. Computational strategies for masonry structures: multi-scale modeling, dynamics, engineering applications and other challenges, in: Congreso de Métodos Numéricos En Ingenier{\'\i}a. pp. 1–17.

Lumantarna, R., Biggs, D.T., Ingham, J.M., 2012. Uniaxial compressive strength and stiffness of field-extracted and laboratory-constructed masonry prisms. J. Mater. Civ. Eng. 26, 567–575.

Mann, W., 1982. Statistical evaluation of tests on masonry by potential functions, in: Proceedings of the Sixth International Brick Masonry Conference. Rome, pp. 86–98.

Mareschal, B., Brans, J.P., Vincke, P., others, 1984. PROMETHEE: A new family of outranking methods in multicriteria analysis.

Merad, M.M., Verdel, T., Roy, B., Kouniali, S., 2004. Use of multi-criteria decision-aids for risk zoning and management of large area subjected to mining-induced hazards. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 19, 125–138. https://doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00106-8

Miccoli, L., Garofano, A., Fontana, P., Müller, U., 2015. Experimental testing and finite element modelling of earth block masonry. Eng. Struct. 104, 80–94. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.020

Milani, G., 2011. Simple homogenization model for the non-linear analysis of in-plane loaded masonry walls. Comput. Struct. 89, 1586–1601.

Milani, G., Lourenço, P.B., 2012. 3D non-linear behavior of masonry arch bridges. Comput. Struct. 110–111, 133–150. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.07.008

Mojsilović, N., Petrović, M., Stojadinović, B., 2019. Multi-layer masonry bed joint subjected to shear: Analytical modelling. Constr. Build. Mater. 205, 602–610. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.051

Molinaro, A.M., Simon, R., Pfeiffer, R.M., 2005. Prediction error estimation: A comparison of resampling methods. Bioinformatics 21, 3301–3307. https://doi.org/10.1093/bioinformatics/bti499

Mourey, Q., 2017. Développement d'une méthodologie d'auscultation des ruisseaux couverts au moyen de la résistivité (rapport non publié).

Mustafa, M.A., Al-Bahar, J.F., 1991. Project Risk Assessment Using the Analytic Hierarchy Process. IEEE Trans. Eng. Manag. 38, 46–52. https://doi.org/10.1109/17.65759

Nazir, S., Dhanasekar, M., 2013. Modelling the failure of thin layered mortar joints in masonry. Eng. Struct. 49, 615–627.

Page, A.W., 1981. The biaxial compressive strength of brick masonry. Proc. Inst. Civ. Eng. 71, 893–906.

Pearson, K., 1901. On lines and planes of closest fit to systems of points in space. London, Edinburgh, Dublin Philos. Mag. J. Sci. 2, 559–572. https://doi.org/10.1080/14786440109462720

Pearson, K., 1896. Mathematical Contributions to the Theory of Evolution. III. Regression, Heredity and Panmixia. Philos. Trans. R. Soc. London 187, 253–318.

Peña, F., Lourenço, P.B., Mendes, N., Oliveira, D. V., 2010. Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. Eng. Struct. 32, 1466–1478. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.01.027

Perronet, J.R., 1777. Mémoire sur la réduction de l'épaisseur des piles et sur la courbure qu'il convient de donner aux voûtes, le tout pour que l'eau puisse passer plus librement sous les ponts. Mémoires l'Académie R. des Sci. 853–864.

Pigeon, P., 2005. Géographie critique des risques, Anthropos. ed.

Pineda, P., 2016. Collapse and upgrading mechanisms associated to the structural materials of a deteriorated masonry tower. Nonlinear assessment under different damage and loading levels. Eng. Fail. Anal. 63, 72–93. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2016.02.013

Portioli, F., Cascini, L., 2016. Assessment of masonry structures subjected to foundation settlements using rigid block limit analysis. Eng. Struct. 113, 347–361. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.002

Rakotomalala, R., 2015. Pratique de la Régression Logistique. Univ. Lumière Lyon 2 1–258.

Reccia, E., Milani, G., Cecchi, A., Tralli, A., 2014. Full 3D homogenization approach to investigate the behavior of masonry arch bridges: The Venice trans-lagoon railway bridge. Constr. Build. Mater. 66, 567–586. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.096

Regan, O.M., 2016. Etude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien.

Riddington, J.R., Naom, N.F., 1994. Finite element prediction of masonry compressive strength. Comput. Struct. 52, 113–119.

Saaty, R.W., 1987. The analytic hierarchy process-what it is and how it is used. Math. Model. 9, 161–176. https://doi.org/10.1016/0270-0255(87)90473-8

Sandoval, C., Roca, P., 2012. Study of the influence of different parameters on the buckling behaviour of masonry walls. Constr. Build. Mater. 35, 888–899.

Sarhosis, V., Lemos, J. V., 2018. A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages. Comput. Struct. 206, 66–81. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.06.003

Séjourné, P., 1916. Grandes voûtes. Bourges.

Shaan, R., 1987. Etude du comportement mécanique de la maçonnerie en briques. Lille 1.

Spearman, C., 1906. Footrule for measuring correlation. Br. J. Psychol. 2, 89–108. https://doi.org/10.4315/0362-028x.jfp-17-147

Spearman, C., 1904. The Proof and Measurement of Association between Two Things: The American Journal of Psychology. Am. J. Psychol. 15, 72–101. https://doi.org/10.1037/h0065390

Széchy, K., 1970. Traité de construction des tunnels.

Tamošaitienė, J., Zavadskas, E.K., Turskis, Z., 2013. Multi-criteria risk assessment of a construction project. Procedia Comput. Sci. 17, 129–133. https://doi.org/10.1016/j.procs.2013.05.018

Tang, S., 2018. The effects of water on the strength of black sandstone in a brittle regime. Eng. Geol. 239, 167–178. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.03.025

Terrade, B., 2017. Evaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie.

Terzaghi, K., 1946. Rock defects and loads on tunnel supports.

Thaickavil, N.N., Thomas, J., 2018. Behaviour and strength assessment of masonry prisms. Case Stud. Constr. Mater. 8, 23–38.

Tralli, A., Alessandri, C., Milani, G., 2014. Computational methods for masonry vaults: a review of recent results. Open Civ. Eng. J. 8.

Tscheikner-Gratl, F., Egger, P., Rauch, W., Kleidorfer, M., 2017. Comparison of multi-criteria decision support methods for integrated rehabilitation prioritization. Water (Switzerland) 9. https://doi.org/10.3390/w9020068

UN/ISDR, 2004. Living with risk: a global review of disaster reduction initiatives, UN Publications. https://doi.org/9211010640

Vásárhelyi, B., Ván, P., 2006. Influence of water content on the strength of rock. Eng. Geol. 84, 70–74.

https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.11.011

Vayssade, B., Pierre-Alain, A., Salze, D., Ibrahim, B., 2015. Développement d'une méthode de hiérarchisation des travaux de confortement de ruisseaux couverts prenant en compte les enjeux du territoire et les risques associés.

Wang, Y.M., Liu, J., Elhag, T.M.S., 2008. An integrated AHP-DEA methodology for bridge risk assessment. Comput. Ind. Eng. 54, 513–525. https://doi.org/10.1016/j.cie.2007.09.002

Whittaker, J., 1990. Graphical Models in Applied Multivariate Statistics., John Wiley & Sons. https://doi.org/10.2307/2532177

Wilhite, D.A., 2000. Drought as a Natural Hazard. Drought A Glob. Assess. I, 3–18.

Yoon, K., Hwang, C.L., 1981. TOPSIS (technique for order preference by similarity to ideal solution)--a multiple attribute decision making, w: Multiple attribute decision making--methods and applications, a state-of-the-at survey. Berlin: Springer Verlag.

Yuan, Y., Jiang, X., Liu, X., 2013. Predictive maintenance of shield tunnels. Tunn. Undergr. Sp. Technol. 38, 69–86. https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.05.004

Zampieri, P., Zanini, M.A., Faleschini, F., Hofer, L., Pellegrino, C., 2017. Failure analysis of masonry arch bridges subject to local pier scour. Eng. Fail. Anal. 79, 371–384. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.05.028

Zayed, T., Amer, M., Pan, J., 2008. Assessing risk and uncertainty inherent in Chinese highway projects using AHP. Int. J. Proj. Manag. 26, 408–419. https://doi.org/10.1016/j.ijproman.2007.05.012

Zihri, G., Arnal, C., Messin, M., Verdel, T., Deschanels, J.-L., Dodeler, V., Tarquinio, C., Deck, O., Merad, M., Salmon, R., 2003. Constitution d'une échelle d'évaluation des dommages liés aux cavités souterraines. Une approche pluridisciplinaire d'aide à la décision, in: Colloque International Après-Mine 2003. Nancy, France, p. NC.

Zucchini, A., Lourenço, P.B., 2009. A micro-mechanical homogenisation model for masonry: Application to shear walls. Int. J. Solids Struct. 46, 871–886.

Zucchini, A., Lourenço, P.B., 2007. Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach. Comput. Struct. 85, 193–204.

Liste des Figures

Figure 0. 1 : Liste non exhaustive des caractéristiques d'ouvrages souterrains 9
Figure 0. 2 : Effondrement tunnel ferroviaire de Vierzy (Aisne) en 1972 (INVENTAIRE des TUNNELS FERROVIAIRES de FRANCE, n.d).....10
Figure 0. 3 : Effondrement d'une station de métro en construction à Sao Paulo au Brésil en 2007, d'après (Barton, 2008) 11
Figure 0. 4 : Schéma de la construction d'un ruisseau couvert 13
Figure 0. 5 : Schéma des différentes étapes menant à la construction d'infrastructures au-dessus des ruisseaux couverts 14
Figure 0. 6 : Photographie de l'effondrement du ruisseau couvert Rochessadoule Amont à Robiac-Rochessadoule en 2012 (F.Vermeersch et al., 2012).....15
Figure 0. 7 : Photographies anciennes représentant la construction de ruisseaux couverts 17

Figure 1. 1 : Classes de fragilité associées à différents types de structures selon (European Macroseismic Scale, 2001) 21
Figure 1. 2 : Classes de fragilité associées à différents types de structures selon (Deck 2009).....22
Figure 1. 3 : Description des effets associés aux différents degrés d'intensité de l'aléa, définis par (European Macroseismic Scale, 2001) 23
Figure 1. 4 : Schéma de la structuration hiérarchique de la méthode AHP 26
Figure 1. 5 : Localisation des 15 villes et villages touchés par la problématique des ruisseaux couverts 34
Figure 1. 6 : Schémas des différentes formes de ruisseaux couverts 37
Figure 1. 7. Photographies prises à l'intérieur du ruisseau couvert Rochessadoule amont par Mourey (2017) : 1) vue de l'intérieur d'un ruisseau couvert et présence d'un ruisseau couvert annexe (flèche blanche), b) zoom sur le ruisseau couvert annexe 38
Figure 1. 8 : Photographie du Ruisseau couvert de la Tavernolle utilisée pour illustrer les caractéristiques géométriques d'un ruisseau couvert.....39
Figure 1. 9 : Illustration d'une vue de face d'un ruisseau couvert (a) et de profil (b) d'un ruisseau couvert non altéré 40
Figure 1. 10 : Illustration d'une fissure dans un ruisseau couvert 40
Figure 1. 11 : Illustration d'une chute de moellons à l'unité (a) et par panneau (b) dans un ruisseau couvert 40
Figure 1. 12 : Illustration de l'érosion du radier dans un ruisseau couvert.....40
Figure 1. 13 : Illustrations de déformations de la voûte dans les ruisseaux couverts : (a) présence de rotules au niveau de la voûte ; (b) présence de rotules associées à une déformation importante de la voûte 41
Figure 1. 14 : Illustration de la déformation des piédroits dans un ruisseau couvert 41
Figure 1. 15 : Illustration de basculements dans les ruisseaux couverts: a) affaissement; b) basculement vers l'extérieur; c) basculement sur le côté 41
Figure 1. 16 : Illustration de l'effondrement des piédroits: a) basculement et affaissement des piédroits; b) effondrement complet des piédroits 42
Figure 1. 17 : Illustration de l'effondrement de la voûte 42
Figure 1. 18 : Illustration d'un effondrement à la sortie d'un ruisseau couvert.....42

Figure 1. 19 ; Illustration d'un effondrement complet de la structure 42
Figure 1. 20 : Photographies prises pendant l'été 2017: a) Fissure dans le ruisseau couvert de la Jasse 2 (Molières-sur-Ceze, France), b) Erosion du radier dans le ruisseau couvert de la Jasse 2 (Molières-sur-Cèze, France), c) Déformation des piédroits dans le ruisseau couvert de La Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule, France), d) Effondrement de la voûte dans le ruisseau couvert de l'Ougouègne – 1 (La Vernarède, France), e) Déformation généralisée dans le ruisseau couvert de la Jasse 2 (Molières-sur-Cèze, France), f) Fontis dans le ruisseau couvert de La Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule, France). 43
Figure 1. 21 : Photographies prises pendant l'été 2017: g) Chute de moellons dans le ruisseau couvert de Champclauson - 1 (La Grand-Combe, France), h) Déformation dans le ruisseau couvert Les Grottes – 1 (Bessèges, France), i) Effondrement des piédroits dans le ruisseau couvert de La Vieille Valette (Robiac-Rochessadoule, France), j) Effondrement dans le ruisseau couvert de Champclauson – 1 (La Grand-Combe, France). 44
Figure 1. 22 : A partir de la description des désordres d'un tunnel fictif (a), illustration du formalisme de la base de données initiale (b) 45
Figure 1. 23 : A partir de la description des désordres d'un tunnel fictif (a), illustration de la forme de la base de données finale (b) 46
Figure 1. 24 : Illustration de la zone d'effondrement potentiel d'un ruisseau couvert (en rouge) 48
Figure 1. 25 : Intervalles de cohérence des répondants pour la partie qui concerne les enjeux.....50
Figure 1. 26 : Intervalles de cohérence des répondants pour la partie qui concerne les aléas 51
Figure 1. 27 : Distribution des désordres relevés dans les ruisseaux couverts 53
Figure 1. 28 : Distribution des écarts de la note relative aux enjeux entre la zone #1 et la zone #2 56
Figure 1. 29 : Distribution des écarts de la note relative aux enjeux entre la zone #1 et la zone #3 56
Figure 1. 30 : Distribution de la note d'enjeux pour la zone #1 56
Figure 1. 31 : Distribution de la note d'aléa 57
Figure 1. 32 : Distribution de la note de risque 58
Figure 1. 34 : Distribution de la note d'aléa pour les tronçons effondrés et non effondrés.....59
Figure 1. 35 : Distribution de la note d'aléa relatives aux seuls désordres pour les tronçons effondrés et non effondrés 59

Figure 2. 1 : Distribution des variables quantitatives continues 65
Figure 2. 2 : Distribution des conditions de sites.....66
Figure 2. 3 : Les différents types de variables 67
Figure 2. 4 : Graphe des individus (types d'effondrements) et des variables (profondeur, ouverture, flèche, hauteur des piédroits) d'une analyse en composantes principales 73
Figure 2. 5 : Influence de la longueur des tronçons.....74
Figure 2. 6 : Influence du seuil de p-value.....75
Figure 2. 7 : Corrélations partielles significatives entre les différentes catégories de désordre. 76
Figure 2. 8 : Corrélations partielles significatives entre les différentes catégories de désordre et les caractéristiques géométriques. 77
Figure 2. 9 : Illustration du dilemme biais-variance d'après Brouard (2013) 84
Figure 2. 10 : Distributions de la note d'aléa (relatives à la probabilité estimée d'effondrement des piédroits) pour les tronçons effondrés et non effondrés calculée par la méthode de la régression logistique.....86

Figure 2. 11 : Distributions de la note d'aléa (relatives à la probabilité estimée d'effondrement à la sortie) pour les tronçons effondrés et non effondrés calculée par la méthode de la régression logistique....89
Figure 2. 12 : Arbre de classification optimal....92

Figure 3. 1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité, d'après Terzaghi (1946)....98
Figure 3. 2. Schéma associé à l'Equation 3.3 proposée par Hauquin et Jeannin (2019) 99
Figure 3. 3 : Convergence du coefficient de sécurité moyen en fonction du nombre de tirage....101
Figure 3. 4 : Distribution du coefficient de sécurité 102
Figure 3. 5 : Différentes approches pour la modélisation de la maçonnerie: a) micro modélisation détaillée; b) micro modélisation simplifiée; c) Macro modélisation; d'après (Lourenço, 2013)....103
Figure 3. 6 : Droite contrainte/déformation d'un matériau parfaitement élastique 105
Figure 3. 7 : Courbe contrainte/déformation d'un matériau parfaitement élastoplastique (critère de rupture de Mohr-Coulomb)....106
Figure 3. 8 : Courbe contrainte/déformation d'un matériau élastoplastique avec écrouissage négatif 106
Figure 3. 9 : Schéma du mode de chargement et de rupture d'un mur maçonné pour: a) un chargement uniaxal; b) un chargement biaxial; d'après (Page, 1981) 107
Figure 3. 10 : Eprouvettes de moellons réalisées pour les essais de compression 113
Figure 3. 11 : Eprouvettes de joints réalisées pour les essais de compression....113
Figure 3. 12 : Eprouvettes de joints réalisées pour les essais de flexion 114
Figure 3. 13. Immersion des éprouvettes de joint....116
Figure 3. 14 : Essai de compression uniaxiale sur une éprouvette de moellon équipée de jauges 117
Figure 3. 15 : Essai de flexion trois points sur une éprouvette de joint....117
Figure 3. 16 : Presse artisanale utilisée pour certains essais de flexion 118
Figure 3. 17 : Boites de Tukey des propriétés mécaniques mesurées pour les joints et pour les moellons....120
Figure 3. 18 : Comparaison des propriétés obtenues aux propriétés issues de la littérature 122
Figure 3. 19 : Boites de Tukey des propriétés du remblai....123
Figure 3. 20 : Schéma du mode de chargement et de rupture d'un mur maçonné pour: a) un chargement uniaxal, b) un chargement biaxial d'après (Page, 1981), c) Mode de rupture et de chargement d'un mur en maçonnerie chargé de manière excentrée....124
Figure 3. 21 : Photographies et schémas associés aux ruptures observées : a) effondrement des piédroits dans le ruisseau couvert Les Forges à Bessèges ; b) schéma associé au mode de rupture observé en a) ; c) effondrement des piédroits dans le ruisseau couvert de la Vieille Valette à Robiac-Rochessadoule ; d) schéma associé au mode de rupture observé en c) 125
Figure 3. 22 : Vue de face et en coupe d'un piédroit généré 127
Figure 3. 23 : Maillage des piédroits....128
Figure 3. 24 : Distribution de la hauteur des piédroits 130
Figure 3. 25 : Distribution de l'épaisseur des piédroits....130
Figure 3. 26 : Courbe contrainte/déformation volumique et phases de chargement 132
Figure 3. 27 : Courbe reliant σ1 et σ2 pour les deux modes de chargement évalués 134
Figure 3. 28 : Courbe contrainte/déformation volumique du modèle #1 (a et du modèle #2 (b 134
Figure 3. 29 : Courbes contrainte/plastification du modèle #1 (a et du modèle #2 (b 135

Figure 3. 30 : Courbe contrainte/déformation dans le sens de la largeur du modèle #1 (a et du modèle #2 (b 135
Figure 3. 31 : Déformations cisaillantes maximum à la rupture du modèle #2 136
Figure 3. 32 : Déformations ciasaillantes maximum, 1MPa après la rupture du modèle #2 136
Figure 3. 33 : Déformations cisaillantes maximum à la rupture du modèle #1 137
Figure 3. 34 : Présentation des modèles numériques utilisés.....144
Figure 3. 35 : Ecart maximum constaté entre la moyenne des tirages d'un tronçon et sa moyenne à 5 000 tirages en fonction du nombre de tirages 152
Figure 3. 36 : Distribution du F1-score en fonction du coefficient de sécurité seuil considéré.....153
Figure 3. 37 : Distributions du pourcentage de tirages estimés effondrés pour les ouvrages effondrés et non effondrés 154

Figure 4. 1 : Schéma de l'approche proposée pour la détermination du risque effondrement des ruisseaux couverts 157
Figure 4. 2 : Distribution des notes d'enjeux.....160
Figure 4. 3 : Distribution de la note d'aléa finale.....160
Figure 4. 4 : Distribution de la note de risque finale 161
Figure 4. 5 : Vue satellite Google Maps des éléments de surface recouvrant le ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges 167
Figure 4. 6 : Couches d'informations virtuelles représentatives des enjeux pondérés de la Figure 4.5 167
Figure 4. 7 : Reprise des éléments de la Figure 4.6 et ajout du tracé du ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges 168
Figure 4. 8 : Reprise des éléments de la Figure 4.7 et ajout des désordres pondérés du ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges 168
Figure 4. 9 : Reprise des éléments de la Figure 4.8 et ajout des zones d'effondrement potentiel colorées en fonction de la note de risque obtenue pour ces zones. Ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges.....169
Figure 4. 10 : Vue satellite et cartographie des résultats de l'analyse de risques, Ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges 169

Liste des tableaux

Tableau 1. 1 : Comparaison des méthodes d'analyses multicritères par (Agrebi, 2018) 24
Tableau 1. 2 : Echelle des niveaux d'importance relatifs selon (Saaty, 1987) 27
Tableau 1. 3 : Exemple d'une matrice de comparaisons de critères utilisant la méthode AHP 27
Tableau 1. 4 : Cohérence aléatoire en fonction du nombre de critères d'après (Saaty, 1987) 28
Tableau 1. 5 : Effectif admissible des différentes catégories d'ERP 30
Tableau 1. 6 : Dénominations et localisation des ruisseaux couverts étudiés 34
Tableau 1. 7 : Distribution de la cohérence des différents groupes de répondants pour la partie qui concerne les enjeux 50
Tableau 1. 8 : Pondérations moyennes des critères relatifs aux différents groupes de cohérence pour la partie qui concerne les enjeux 51
Tableau 1. 9 : Distribution de la cohérence des différents groupes de répondants pour la partie qui concerne les aléas 51
Tableau 1. 10 : Pondérations moyennes des critères relatifs aux différents groupes de cohérence pour la partie qui concerne les aléas 52
Tableau 1. 11 : Coefficients de l'estimation des zones d'effondrement potentiel 53
Tableau 1. 12 : Bilan des enjeux présents dans les différentes zones d'effondrements 53
Tableau 1. 13 : Bilan des enjeux par ruisseau couvert pour la zone #1 54
Tableau 1. 14 : Bilan des enjeux par ruisseau couvert pour la zone #3 55
Tableau 1. 15 : Ecarts constatés entre la longueur mesurée et la longueur estimée des ruisseaux couverts et enjeux associés aux ouvrages 60

Tableau 2. 1 : Distance Euclidienne entre les différents types d'effondrement 72
Tableau 2. 2 : Matrice de confusion type 80
Tableau 2. 3 : Matrice de confusion d'apprentissage des effondrements des piédroits par la méthode de la régression logistique 87
Tableau 2. 4 : Matrice de confusion de test des effondrements des piédroits par la méthode de la régression logistique 87
Tableau 2. 5 : Coefficients associés à (2.26) 88
Tableau 2. 6 : Matrice de confusion d'apprentissage des effondrements à la sortie, par la méthode de la régression logistique 89
Tableau 2. 7 : Matrice de confusion de test des effondrements à la sortie par la méthode de la régression logistique 90
Tableau 2. 8 : Coefficients associés à (2.27) 90
Tableau 2. 9 : Matrice de confusion d'apprentissage des effondrements des piédroits par la méthode des arbres de classification 92
Tableau 2. 10 : Matrice de confusion de test des effondrements des piédroits par la méthode des arbres de classification 93
Tableau 2. 11 : Influence relative des variables pour l'effondrement des piédroits 93

Tableau 3. 1 : Coefficients de la loi (3.3) proposée par (Hauquin et Jeannin, 2019) 99
Tableau 3. 2 : Modèles d'estimation de la résistance en compression de la maçonnerie 100
Tableau 3. 3 : Gammes de résistances des joints et des moellons 101

Tableau 3. 4 : Description des prélèvements effectués.....112
Tableau 3. 5 : Description des éprouvettes réalisées à partir des prélèvements effectués 115
Tableau 3. 6 : Distribution des propriétés mécaniques obtenues en laboratoire.....121
Tableau 3. 7 : Résultats et description des essais pressiométriques sur les remblais.....123
Tableau 3. 8 : Lois de dimensionnement des ouvrages voutés et loi issue d'une régression multiple 128
Tableau 3. 9 : Mesures de l'épaisseur de piédroits effectuées et comparaison de modèles d'estimation de l'épaisseur des piédroits 129
Tableau 3. 10 : Propriétés mécaniques des modèles numériques pour l'évaluation du mode de chargement des piédroits dans les ruisseaux couverts 133
Tableau 3. 11 : Propriétés géométriques des modèles numériques pour l'évaluation du mode de chargement des piédroits dans les ruisseaux couverts 133
Tableau 3. 12 : Différentes vitesses de chargement issues de la littérature 138
Tableau 3. 13 : Contrainte à la rupture en fonction de la vitesse de chargement et de la taille des mailles du modèle.....139
Tableau 3. 14 : Temps de calcul des simulations numériques en fonction de la vitesse de chargement et de la taille des mailles du modèle 140
Tableau 3. 15 : Produit $Résitance\ en\ compression\ Rc)Rcmin.temps\ de\ calcul\ (t)tmin$ en fonction de la vitesse de chargement et de la taille des mailles du modèle 141
Tableau 3. 16 : Valeurs des propriétés mécaniques fixées 142
Tableau 3. 17 : Valeurs des propriétés mécaniques considérées dans le plan d'expérience 143
Tableau 3. 18 : Résumé des simulations numériques et des résistances de piédroits estimées 145
Tableau 3. 19 : Valeurs des coefficients de l'Equation 3.50 ainsi que du résultat test de Student et de la t-value associée aux coefficients 147
Tableau 3. 20 : Résumé des simulations numériques menées par Hauquin et Jeannin (2019) dont les propriétés sont compatibles avec celles observées dans les ruisseaux couverts 148
Tableau 3. 21 : Comparaison de la contrainte verticale moyenne s'exerçant sur des piédroits estimées à partir de simulation numériques menées par Hauquin et Jeannin (2019), du méta- modèle proposé par Hauquin et Jeannin (2019) et de du méta-modèle proposé dans cette étude. 149
Tableau 3. 22. Incertitudes considérées sur les variables étudiées 150
Tableau 3. 23 : Classes de joints et propriétés associées.....151
Tableau 3. 24 : Classe de joint associée à chacun des ruisseaux couverts 151

Tableau 4. 1 : Récapitulatif de la démarche proposée pour la détermination des enjeux.....158
Tableau 4. 2 : Récapitulatif des approches proposées pour la détermination de la probabilité d'occurrence des effondrements des ruisseaux couverts 159
Tableau 4. 3 : Classement des tronçons en fonction de la note de risque 161

Annexe A : Base de données (tronçons de 35m)

N° de l'ouvrage/ position_min_max_tronçon/ Nom_ouvrage	Forme	Revetement	Fissure	Panneau	Radier	Deformation_voute	Deformation_piedroit	Basculement	Effondrement_voute	Effondrement_sortie	Effondrement_piedroit	Effondrement_complet	RC_annexe	Ouverture (m)	Hauteur_piedroit (m)	Fleche (m)	Virage	Pente	Profondeur (m)	Sortie
1 / 0_35 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	2	5,0	5,0	2,5	0	0	4,5	1
1 / 35_70 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	0	2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	5,0	5,0	2,5	0	0	15,0	0
1 / 140_175 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,5	4,2	2,3	0	0	6,5	0
1 / 175_210 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,5	4,2	2,3	0	0	5,2	0
1 / 210_245 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,5	4,2	2,3	0	0	3,8	0
1 / 245_280 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	4,0	3,3	2,0	1	1	2,9	0
1 / 280_315 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	4	3,0	1,7	1,6	1	2	2,8	0
1 / 315_350 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	PC	#2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3,0	1,7	1,6	1	2	2,6	0
1 / 350_385 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	OG	#4	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	2	3,0	0,0	3,1	1	2	2,5	0
1 / 385_420 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	OG	#4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	2	3,0	0,0	3,1	0	0	2,3	0
1 / 420_455 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	SB	#4	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3,3	1,7	0,8	0	0	2,2	0
1 / 455_490 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	SB	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3,3	1,7	0,8	0	0	2,0	0
2 / 0_35 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 2	SB	#2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,0	1,6	0,5	0	0	6,0	1
2 / 35_70 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 2	CA	#7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,5	0,0	0	0	0,0	0
3 / 0_35 _ Affluent de la Trouche	CA	#2	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	4,0	1,9	0,0	1	3	5,0	0
3 / 35_70 _ Affluent de la Trouche	CA	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,0	1,9	0,0	1	3	0,0	0
4 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Trouche	PC	#1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	5,8	2,8	3,0	1	1	10,0	0
4 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Trouche	PC	#1	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,8	2,8	3,0	1	1	10,0	0
4 / 70_105 _ Ruisseau couvert de la Trouche	PC	#1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,8	2,8	3,0	1	1	10,0	0

4 / 105_140 _ Ruisseau couvert de la Trouche	PC	#1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5,8	2,8	3,0	1	1	10,0	0
4 / 140_175 _ Ruisseau couvert de la Trouche	PC	#1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,8	2,8	3,0	1	1	10,0	0
5 / 0_35 _ Tunnel de Cornas - 2	PC	#2	3	2	0	0	0	2	0	0	1	0	0	1,5	1,0	0,9	1	1	4,0	1
6 / 0_35 _ Tunnel de Cornas - 1	SB	#2	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	3,6	2,0	1,2	1	3	4,0	0
6 / 35_70 _ Tunnel de Cornas - 1	PC	#2	4	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3,3	1,8	1,5	0	1	4,0	1
7 / 0_35 _ Plan incline des Oules	SB	#4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,6	0,5	0	2	2,0	0
7 / 35_70 _ Plan incline des Oules	SB	#4	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,5	0,5	0	3	3,0	0
7 / 70_105 _ Plan incline des Oules	SB	#4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,5	0,5	0	3	3,5	0
7 / 105_140 _ Plan incline des Oules	PC	#4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,4	1,8	1,2	0	3	3,9	0
7 / 140_175 _ Plan incline des Oules	SB	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,5	1,6	1,0	0	0	4,5	0
7 / 175_210 _ Plan incline des Oules	SB	#4	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	3,5	1,6	1,0	0	0	4,0	1
8 / 0_35 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	PC	#2	0	5	0	1	5	0	0	0	0	0	1	10,0	4,5	4,5	1	1	2,3	0
8 / 35_70 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	PC	#2	1	4	0	0	4	0	0	0	0	0	2	10,0	4,5	4,5	0	1	3,7	0
8 / 70_105 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	PC	#2	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	10,0	4,5	4,5	0	1	4,7	0
8 / 105_140 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	PC	#2	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	2	10,0	4,5	4,5	0	1	3,2	0
8 / 140_175 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	PC	#2	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	10,0	4,5	4,5	0	1	0,5	1
9 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Tavernolle	PC	#2	0	4	0	0	4	0	0	0	0	0	0	3,6	3,4	2,2	0	1	2,2	0
9 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Tavernolle	PC	#2	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	8,0	4,5	4,5	0	1	1,0	1
10 / 0_35 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,2	1,4	1,0	1	2	5,0	0
10 / 35_70 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	10	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	3,2	1,4	1,0	0	0	5,0	0
10 / 70_105 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	2	2	1	0	2	0	0	0	0	0	0	3,2	1,4	1,0	0	1	5,0	0
10 / 105_140 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	9	4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	2,6	1,4	0,7	1	1	5,0	0
10 / 140_175 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	3,3	1,3	0,8	0	2	5,0	0
10 / 175_210 _ Ruisseau couvert de Lascous	PC	#4	9	1	2	2	0	0	0	0	0	0	0	3,1	2,1	1,4	1	2	5,0	0
10 / 210_245 _ Ruisseau couvert de Lascous	PC	#4	3	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	3,1	2,1	1,4	1	1	5,0	0
10 / 245_280 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,2	1	2	5,0	0
10 / 280_315 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,2	1	2	5,0	0
10 / 315_350 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,2	1	2	5,0	0

10 / 350_385 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,2	1	2	7,6	0
10 / 385_420 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	7	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,2	1	2	8,0	0
10 / 420_455 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	11	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,2	1	1	8,0	0
10 / 455_490 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	10	2	0	2	0	0	0	0	0	0	2	5,4	1,8	0,9	0	2	7,5	0
10 / 490_525 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	6	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	5,4	1,8	0,9	0	2	4,0	0
10 / 525_560 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	5,4	1,8	0,9	1	0	2,0	0
10 / 560_595 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5,4	1,8	0,9	1	0	2,0	0
10 / 595_630 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5,4	1,8	0,9	1	0	2,0	0
10 / 630_665 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	2	5,4	1,8	0,9	1	0	2,0	0
10 / 665_700 _ Ruisseau couvert de Lascous	SB	#4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	5,4	1,8	0,9	1	0	2,0	1
11 / 0_35 _ Tunnel non inventorie de Brousse Varin	CL	#4	3	3	2	0	1	0	0	0	0	0	0	2,1	0,0	0,6	1	1	5,0	0
11 / 35_70 _ Tunnel non inventorie de Brousse Varin	CL	#4	8	2	0	1	0	0	0	0	0	0	2	2,1	0,0	0,5	1	1	5,0	0
11 / 70_105 _ Tunnel non inventorie de Brousse Varin	CL	#4	3	1	3	0	1	1	0	0	0	0	1	2,1	0,0	0,7	1	1	5,0	0
11 / 105_140 _ Tunnel non inventorie de Brousse Varin	CL	#4	3	0	1	0	0	1	0	1	0	0	0	2,1	0,0	0,7	1	1	0,0	1
12 / 0_35 _ Tunnel de Brousse Varin Ouest	CL	#4	3	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3,0	0,0	0,7	1	1	4,0	0
12 / 35_70 _ Tunnel de Brousse Varin Ouest	CL	#4	2	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	0,0	0,7	1	1	3,4	0
12 / 70_105 _ Tunnel de Brousse Varin Ouest	CL	#4	3	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	3,0	0,0	0,7	0	0	2,9	0
12 / 105_140 _ Tunnel de Brousse Varin Ouest	CL	#4	7	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3,3	0,0	0,7	0	0	2,3	0
12 / 140_175 _ Tunnel de Brousse Varin Ouest	CL	#4	1	0	1	1	0	0	0	1	0	0	0	3,3	0,0	0,7	0	0	0,0	1
13 / 0_35 _ Tunnel de Brousse Varin Est	CL	#2	11	2	1	0	0	0	0	0	0	0	1	2,9	0,0	0,7	1	0	4,0	0
13 / 35_70 _ Tunnel de Brousse Varin Est	CL	#2	13	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3,2	0,0	0,7	0	0	3,8	0
13 / 70_105 _ Tunnel de Brousse Varin Est	CL	#2	6	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	3,2	0,0	0,7	0	0	0,0	1
14 / 0_35 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	PC	#2	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	4,0	1,0	2,2	0	1	2,0	1
14 / 35_70 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	PC	#2	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	2	5,0	0,0	2,7	0	1	2,0	0
14 / 70_105 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	PC	#2	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	2	5,0	0,0	2,7	0	1	2,0	0
14 / 105_140 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	CL	#2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	4,0	0,0	2,0	1	0	2,0	0
14 / 140_175 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	PC	#2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,0	0,5	2,1	0	1	2,0	0
14 / 175_210 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	PC	#2	0	2	10	0	1	0	0	0	0	0	0	4,0	2,6	2,4	0	0	2,0	0

14 / 210_245 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	SB	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,0	0,8	1,8	1	0	2,0	0
14 / 245_280 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	SB	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,0	0,8	1,8	1	0	2,0	0
15 / 0_35 _ Tunnel Pisani	PC	#4	5	3	0	1	2	0	0	0	0	0	4	2,1	1,5	0,9	0	1	4,0	0
15 / 35_70 _ Tunnel Pisani	SB	#4	3	2	1	2	3	0	0	0	0	0	0	1,7	1,6	0,3	0	1	5,0	0
15 / 70_105 _ Tunnel Pisani	SB	#4	1	5	0	4	8	0	0	0	0	1	0	1,7	1,6	0,3	0	1	6,0	0
15 / 105_140 _ Tunnel Pisani	PC	#4	0	1	0	0	0	3	0	1	0	0	0	2,0	1,4	1,0	0	1	2,5	1
16 / 0_35 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	3,0	1,9	1,7	1	1	3,3	1
16 / 35_70 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	2,1	1,3	1,0	0	0	4,0	0
16 / 70_105 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	0	0	1	3	0	0	0	0	0	0	1	2,1	1,3	1,0	0	0	4,0	0
16 / 105_140 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	0	1	1	2	1	0	0	0	0	0	0	2,1	1,3	1,0	0	0	4,0	0
16 / 140_175 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,1	1,3	1,0	0	0	4,0	0
16 / 175_210 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,1	1,3	1,0	0	0	4,0	0
16 / 210_245 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	2	0	0	2	0	0	0	0	0	1	2,0	1,3	2,7	0	0	4,0	0
16 / 245_280 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 280_315 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 315_350 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 350_385 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 385_420 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 420_455 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 455_490 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 490_525 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 525_560 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 560_595 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 595_630 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	OG	#2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	2,2	1,3	1	1	4,0	0
16 / 630_665 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	3,0	1,0	0	0	4,0	0
16 / 665_700 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	PC	#2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	3,0	1,0	0	0	2,9	0
17 / 35_70 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc droite	OG	#2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1,3	0,7	2,3	0	0	4,0	0
17 / 70_105 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc droite	OG	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,3	0,7	2,3	0	0	4,0	0

17 / 105_140 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc droite	OG	#2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,3	0,7	2,3	0	0	0,0	0
18 / 140_175 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	2	4,4	2,5	0,0	0	0	4,3	0
18 / 175_210 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	4	4,4	2,5	0,0	0	0	4,5	0
18 / 210_245 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,4	2,5	0,0	0	0	4,4	0
18 / 245_280 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	4	4,4	2,5	0,0	0	0	4,4	0
18 / 280_315 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	3	4,4	2,5	0,0	0	0	4,4	0
18 / 315_350 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	1	2	0	0	0	1	0	0	0	0	3	4,4	2,5	0,0	0	0	4,4	0
18 / 1540_1575 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	5	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,2	6,3	0,0	1	0	3,3	0
18 / 1575_1610 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	2	7,2	6,3	0,0	1	0	3,3	0
18 / 1610_1645 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	CA	#6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,2	6,3	0,0	1	0	3,2	0
18 / 1645_1680 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	SB	#6	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	6,9	1,2	1,5	0	0	3,2	0
18 / 1680_1715 _ Ruisseau couvert du Sans Nom	PC	#6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	6,6	2,9	3,1	0	0	3,2	0
19 / 0_35 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	7	2	1	1	1	0	0	0	0	0	1	4,8	1,5	2,6	0	0	2,5	0
19 / 35_70 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	2	0	0	1	0	1	0	0	0	0	1	4,8	1,5	2,6	0	0	4,0	0
19 / 70_105 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	0	2	0	0	1	1	0	0	0	0	0	4,8	1,5	2,6	0	0	4,0	0
19 / 105_140 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	0	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	4,9	2,7	2,5	1	1	4,0	0
19 / 140_175 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	4,9	2,7	2,5	1	0	4,3	0
19 / 175_210 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	2	2	1	0	1	0	0	0	0	1	0	4,9	2,7	2,5	1	0	5,0	0
19 / 210_245 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#3	0	2	0	1	2	0	0	0	0	1	1	5,9	2,5	2,7	0	0	5,0	0
19 / 245_280 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#5	1	1	0	1	2	0	0	0	0	0	0	6,0	1,5	3,0	0	1	5,0	0
19 / 280_315 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#5	0	0	0	2	1	0	0	0	0	0	1	6,0	1,5	3,0	0	1	5,0	0
19 / 315_350 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#5	0	1	0	2	5	0	0	0	0	0	0	6,0	1,3	3,2	1	1	4,2	0
19 / 350_385 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	PC	#5	0	0	0	3	0	1	0	0	0	0	0	6,0	1,3	3,2	1	1	5,0	1
20 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Valette	PC	#2	1	3	0	1	1	1	0	0	0	0	0	8,0	2,9	4,0	1	0	2,8	1
20 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Valette	PC	#2	3	2	0	1	2	0	0	0	0	0	0	8,0	1,2	4,0	1	0	3,5	0
20 / 70_105 _ Ruisseau couvert de la Valette	PC	#2	0	6	0	1	1	0	0	0	0	0	0	8,0	1,2	4,0	1	0	3,5	0
20 / 105_140 _ Ruisseau couvert de la Valette	SB	#2	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	7,5	0,8	3,0	1	0	3,6	0
20 / 140_175 _ Ruisseau couvert de la Valette	CA	#2	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	3	11,0	7,3	0,0	0	0	3,6	0

20 / 175_210 _ Ruisseau couvert de la Valette	PC	#2	2	2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	3,3	4,7	1,8	0	3	4,0	0
20 / 210_245 _ Ruisseau couvert de la Valette	SB	#2	7	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	6,0	2,0	1,5	0	0	0,6	0
20 / 245_280 _ Ruisseau couvert de la Valette	SB	#2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6,0	2,0	1,5	0	0	0,0	0
21 / 0_35 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	OG	#4	13	4	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0,6	3,7	3,3	1	1	1,4	0
21 / 35_70 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	OG	#4	10	5	0	0	0	1	0	0	0	0	1	6,7	1,5	5,0	0	0	1,2	0
21 / 70_105 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	OG	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6,7	1,5	5,0	0	0	0,0	1
22 / 0_35 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	PC	#4	0	4	2	5	0	0	0	0	0	0	0	3,2	0,5	1,5	0	0	3,3	1
22 / 35_70 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	PC	#4	4	0	2	3	1	1	0	0	0	0	0	3,1	1,6	1,8	0	0	6,1	0
22 / 70_105 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	PC	#4	2	1	3	2	0	1	0	0	0	0	0	3,0	0,4	1,7	0	0	7,6	0
22 / 105_140 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	PC	#4	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,2	1,6	0	0	3,0	0
22 / 140_175 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	PC	#4	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	3,0	0,6	1,4	0	0	3,6	0
22 / 175_210 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	PC	#4	0	0	0	4	0	1	0	0	0	0	0	3,0	0,6	1,4	1	3	2,4	0
23 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	11	2	0	0	3	0	0	0	0	0	0	3,1	1,6	1,4	0	0	1,0	1
23 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	1	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	3,1	1,6	1,4	0	0	12,3	0
23 / 70_105 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3,1	1,6	1,5	1	1	18,6	0
23 / 105_140 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	1	2	0	0	0	0	0	0	2	0	0	3,1	1,6	1,5	0	0	24,9	0
23 / 140_175 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	1	0	0	0	0	0	0	8	0	0	3,1	1,6	1,5	0	0	27,4	0
23 / 175_210 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	0	0	1	3	0	0	0	2	0	0	3,1	1,6	1,5	0	0	27,9	0
23 / 210_245 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	0	0	0	2	0	0	0	4	0	0	3,1	1,6	1,5	0	0	28,5	0
23 / 245_280 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0	0	3,1	1,6	1,5	0	0	29,6	0
23 / 280_315 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	5	1	0	3,1	1,6	1,5	0	0	37,9	0
23 / 315_350 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	3	0	0	1	0	0	0	5	0	0	3,0	1,7	1,4	1	0	21,8	0
23 / 350_385 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	1	0	0	2	0	0	0	1	0	0	3,0	1,7	1,4	1	0	19,7	0
23 / 385_420 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	3,0	1,7	1,4	1	0	17,5	0
23 / 420_455 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	0	0	0	1	0	0	0	2	0	0	3,0	1,7	1,4	1	0	15,3	0
23 / 455_490 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	0	1	0	2	1	0	0	0	0	0	0	3,0	1,7	1,4	1	0	13,1	0
23 / 490_525 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	PC	#4	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,0	1,7	1,4	1	0	4,5	0
24 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 2	SB	#4	1	5	0	0	2	1	0	0	0	0	1	1,3	0,5	0,2	0	0	5,0	0

24 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 2	SB	#4	0	0	3	0	1	1	0	0	0	0	1	1,3	1,5	0,2	0	0	5,0	0
24 / 70_105 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 2	SB	#4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,3	1,5	0,2	0	0	0,0	1
25 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 3	PC	#2	8	2	2	1	0	4	0	0	0	1	0	2,0	1,4	1,2	1	2	6,9	0
25 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 3	PC	#2	7	7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0	1,4	1,2	1	2	8,0	1
26 / 0_35 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	OG	#2	3	5	0	1	2	0	0	0	0	0	0	2,5	1,3	1,6	0	0	2,0	0
26 / 35_70 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	PC	#2	2	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2,5	1,1	1,4	0	0	2,0	0
26 / 70_105 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	PC	#2	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	2,5	0,6	1,4	0	0	2,0	0
26 / 105_140 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	PC	#2	5	2	2	0	2	2	0	1	0	0	0	2,5	0,6	1,4	0	0	2,0	1
27 / 0_35 _ Ruisseau couvert La Cantonnade	OG	#2	1	0	0	1	2	1	0	0	0	0	1	3,0	2,0	2,0	0	0	1,5	1
28 / 0_35 _ Ruisseau couvert les Grottes - 1	PC	#2	4	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	4,0	1,7	1,8	0	0	1,5	1
29 / 0_35 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	CL	#2	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	3,0	0,0	0,9	0	1	8,7	0
29 / 35_70 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	5	3	1	1	4	1	0	0	4	0	0	4,0	3,0	1,7	1	0	9,5	0
29 / 70_105 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	4,0	3,0	1,7	1	1	10,3	0
29 / 105_140 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	0	2	0	1	0	0	0	0	1	0	2	4,0	3,0	1,7	1	1	10,8	0
29 / 140_175 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	0	0	0	1	1	0	0	0	1	0	1	4,0	3,0	1,7	1	1	7,3	0
29 / 175_210 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	SB	#2	0	1	0	1	1	0	0	0	1	0	0	3,8	3,7	1,3	1	1	3,9	0
29 / 210_245 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	SB	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,8	3,7	1,3	1	1	3,2	0
29 / 245_280 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,0	1,5	2,1	0	0	2,5	0
29 / 280_315 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	4,0	1,5	2,1	0	0	1,8	0
29 / 315_350 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	5,9	1,5	3,2	0	0	1,1	0
29 / 350_385 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	OG	#2	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	2	2,9	1,9	0,0	0	0	1,0	0
29 / 385_420 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	OG	#1	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	1	2,9	1,9	0,0	0	0	1,0	0
29 / 420_455 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	SB	#2	1	2	0	1	1	0	0	0	0	0	0	6,8	1,5	2,2	1	1	1,0	0
29 / 455_490 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	6,6	2,2	2,8	0	0	1,0	0
29 / 490_525 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#4	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	2	6,6	2,2	2,8	0	0	1,0	0
29 / 525_560 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	PC	#4	2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	6,6	2,2	2,8	0	0	0,0	1
30 / 0_35 _ Puits de Robiac aval	PC	#4	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3,8	1,0	1,6	0	1	1,0	1
30 / 35_70 _ Puits de Robiac aval	PC	#4	12	5	0	1	0	0	0	0	0	0	4	2,9	1,2	1,7	0	0	1,0	0

30 / 70_105 _ Puits de Robiac aval	OG	#4	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,5	0,0	3,5	0	0	1,0	0

Avec :

- PC : voûte en plein reposant sur des piédroits,
- SB : voûte surbaissée reposant sur des piédroits,
- OG : voûte en ogive reposant sur des piédroits,
- CL : Section circulaire,
- CA: Section rectangulaire,
- #1 : Construction en béton armé,
- #2 : Construction en maçonnerie,
- #3 : Construction en maçonnerie recouverte de béton banché,
- #4 : Construction en maçonnerie et voûte recouverte de béton banché,
- #5 : Construction en maçonnerie recouverte de béton projeté,
- #6 : Construction en maçonnerie et voûte recouverte de béton projeté,
- #7 : Non revêtu.

Annexe B : Distribution des notes risques normalisées obtenues avec la méthode AHP

	Position		Note			Enjeux						Désordres						
NOM	Début du tronçon	Fin du tronçon	Enjeux	Aléa	Risque	Materiel	Energie	Habitation	Loc_indust	ERP_3_5	Route seco	Fissure	Panneau	Radier	Deformation_voute	Deformation_piedroit	Basculement	Effondrement
Champclauson - 1	0	35	0,1	0,3	0,0						1		1	1				1
Champclauson - 1	35	70	0,1	0,3	0,0						1		2					1
Champclauson - 1	140	175	0,4	0,0	0,0			1	1		1							
Champclauson - 1	175	210	0,6	0,0	0,0			1	2									
Champclauson - 1	210	245	0,3	0,0	0,0				1		1							
Champclauson - 1	245	280	0,5	0,1	0,2				2		1				1			
Champclauson - 1	280	315	0,2	0,0	0,0				1			1	1					
Champclauson - 1	315	350	0,4	0,0	0,0			1	1		1	1						
Champclauson - 1	350	385	0,1	0,2	0,1			1			1		2		1			
Champclauson - 1	385	420	0,1	0,1	0,0						1				1			
Champclauson - 1	420	455	0,1	0,0	0,0						2		1					
Champclauson - 1	455	490	0,2	0,0	0,0			1			3							
Champclauson - 2	0	35	0,3	0,0	0,0			1			4		1					
Champclauson - 2	35	70	0,1	0,0	0,0						1							
Affluent de laTrouche	0	35	0,1	0,1	0,0						1			2				
Affluent de laTrouche	35	70	0,0	0,0	0,0													
Cornas - 2	0	35	0,1	0,6	0,1						1	3	2				2	1
Cornas - 1	0	35	0,0	0,3	0,0							1		1				1
Cornas - 1	35	70	0,2	0,2	0,1			2				4	1		1			
Plan incliné des Oules	0	35	0,1	0,0	0,0						1	1						
Plan incliné des Oules	35	70	0,0	0,2	0,0							1			1			
Plan incliné des Oules	70	105	0,1	0,0	0,0						1	1						
Plan incliné des Oules	105	140	0,1	0,0	0,0						2	1						
Plan incliné des Oules	140	175	0,1	0,0	0,0						1							
Plan incliné des Oules	175	210	0,0	0,3	0,0												1	
L'Ougouegne - 1	0	35	0,2	0,4	0,2						4		5		1	5		
L'Ougouegne - 1	35	70	0,1	0,2	0,1						2	1	4			4		
L'Ougouegne - 1	70	105	0,1	0,2	0,1			1			1		2			1		
L'Ougouegne - 1	105	140	0,1	0,2	0,1			1			1		2			2		
L'Ougouegne - 1	140	175	0,1	0,4	0,2			1			1				1			1
La Tavernolle	0	35	0,1	0,2	0,0						1		4			4		
La Tavernolle	35	70	0,1	0,5	0,1			1				1					1	1
Lascous	0	35	0,1	0,0	0,0			1				6						

Lascous	35	70	0,2	0,2	0,1			2				10				1		
Lascous	70	105	0,1	0,3	0,1			1				2	2	1		2		
Lascous	105	140	0,0	0,2	0,0							9	4			1		
Lascous	140	175	0,0	0,1	0,0							1				1		
Lascous	175	210	0,0	0,3	0,0							9	1	2	2			
Lascous	210	245	0,0	0,1	0,0							3	3	1				
Lascous	245	280	0,0	0,0	0,0							2						
Lascous	280	315	0,0	0,1	0,0							2	4					
Lascous	315	350	0,0	0,1	0,0							2		1				
Lascous	350	385	0,1	0,1	0,0						1	5	1					
Lascous	385	420	0,1	0,1	0,0						1	7	1	1				
Lascous	420	455	0,0	0,1	0,0							11	4					
Lascous	455	490	0,1	0,2	0,1						2	10	2		2			
Lascous	490	525	0,1	0,1	0,0						1	6		2				
Lascous	525	560	0,0	0,1	0,0							3		1				
Lascous	560	595	0,0	0,0	0,0													
Lascous	595	630	0,0	0,0	0,0							1						
Lascous	630	665	0,0	0,2	0,0									2	1			
Lascous	665	700	0,0	0,1	0,0										1			
Brousse Varin	0	35	0,1	0,3	0,1			1			1	3	3	2		1		
Brousse Varin	35	70	0,1	0,2	0,1			1				8	2		1			
Brousse Varin	70	105	0,1	0,5	0,2			1			1	3	1	3		1	1	
Brousse Varin	105	140	0,0	0,6	0,0							3		1			1	1
Brousse Varin Ouest	0	35	0,1	0,2	0,0			1				3			1			
Brousse Varin Ouest	35	70	0,1	0,1	0,0						1	2		3				
Brousse Varin Ouest	70	105	0,0	0,3	0,0							3	1		1	1		
Brousse Varin Ouest	105	140	0,0	0,2	0,0							7	1		1			
Brousse Varin Ouest	140	175	0,0	0,5	0,0							1		1	1			1
Brousse Varin Est	0	35	0,2	0,1	0,1						4	11	2	1				
Brousse Varin Est	35	70	0,1	0,2	0,1						2	13	2		1			
Brousse Varin Est	70	105	0,0	0,3	0,0							6		1				1
Chalmeton	0	35	0,4	0,2	0,2			4			1	2			1			
Chalmeton	35	70	0,3	0,2	0,1				1		1		2		1			
Chalmeton	70	105	0,3	0,2	0,1			1	1			1	1		1			
Chalmeton	105	140	0,0	0,0	0,0								1					
Chalmeton	140	175	0,3	0,0	0,0			2			3	1	1					
Chalmeton	175	210	0,4	0,3	0,3			4			2		2	#		1		
Chalmeton	210	245	0,3	0,0	0,0			3										
Chalmeton	245	280	0,1	0,0	0,0			1										
Tunnel Pisani	0	35	0,1	0,4	0,0						1	5	3		1	2		
Tunnel Pisani	35	70	0,0	0,4	0,0							3	2	1	2	3		
Tunnel Pisani	70	105	0,0	0,7	0,0							1	5		4	8		1
Tunnel Pisani	105	140	0,0	0,6	0,0								1				3	1
Le Ruisseau blanc	0	35	0,0	0,1	0,0							1				1		

Le Ruisseau blanc	35	70	0,0	0,1	0,0										1			
Le Ruisseau blanc	70	105	0,0	0,2	0,0									1	3			
Le Ruisseau blanc	105	140	0,1	0,4	0,1						1		1	1	2	1		
Le Ruisseau blanc	140	175	0,1	0,0	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	175	210	0,0	0,0	0,0							2	1					
Le Ruisseau blanc	210	245	0,0	0,2	0,0								2			2		
Le Ruisseau blanc	245	280	0,0	0,0	0,0									1				
Le Ruisseau blanc	280	315	0,0	0,1	0,0											1		
Le Ruisseau blanc	315	350	0,0	0,0	0,0													
Le Ruisseau blanc	350	385	0,1	0,0	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	385	420	0,2	0,0	0,0			1			2		1					
Le Ruisseau blanc	420	455	0,1	0,3	0,1			1			1						1	
Le Ruisseau blanc	455	490	0,1	0,0	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	490	525	0,2	0,0	0,0	1							1					
Le Ruisseau blanc	525	560	0,2	0,0	0,0	1												
Le Ruisseau blanc	560	595	0,0	0,2	0,0								1		1			
Le Ruisseau blanc	595	630	0,0	0,0	0,0							1						
Le Ruisseau blanc	630	665	0,0	0,0	0,0							2						
Le Ruisseau blanc	665	700	0,0	0,0	0,0							1						
Le Sans Nom	140	175	0,1	0,1	0,0						2	3		1				
Le Sans Nom	175	210	0,0	0,4	0,0								1			1	1	
Le Sans Nom	210	245	0,1	0,0	0,0						1							
Le Sans Nom	245	280	0,1	0,3	0,0						1	1					1	
Le Sans Nom	280	315	0,0	0,0	0,0							1	1					
Le Sans Nom	315	350	0,0	0,3	0,0							1	2				1	
Le Sans Nom	1540	1575	0,1	0,1	0,0						1	5	2					
Le Sans Nom	1575	1610	0,1	0,1	0,0			1			1					1		
Le Sans Nom	1610	1645	0,0	0,0	0,0													
Le Sans Nom	1645	1680	0,0	0,0	0,0							3						
Le Sans Nom	1680	1715	0,1	0,0	0,0						3	1						
Rochessadoule Amont	0	35	0,5	0,4	0,5					1	1	7	2	1	1	1		
Rochessadoule Amont	35	70	0,4	0,4	0,5					1		2			1		1	
Rochessadoule Amont	70	105	0,4	0,4	0,5					1			2			1	1	
Rochessadoule Amont	105	140	1,0	0,3	0,8					2			3				1	
Rochessadoule Amont	140	175	0,5	0,4	0,5					1	1					1	1	
Rochessadoule Amont	175	210	0,1	0,5	0,2			1			1	2	2	1		1		1
Rochessadoule Amont	210	245	0,5	0,6	0,8			1		1			2		1	2		1
Rochessadoule Amont	245	280	0,6	0,3	0,5					1	3	1	1		1	2		
Rochessadoule Amont	280	315	0,7	0,3	0,5			1		1	3				2	1		
Rochessadoule Amont	315	350	0,1	0,4	0,1						1		1		2	5		
Rochessadoule Amont	350	385	0,1	0,4	0,1						1				3		1	

La Valette	0	35	0,3	0,6	0,5			1			5	1	3		1	1	1	
La Valette	35	70	0,1	0,3	0,1			1			1	3	2		1	2		
La Valette	70	105	0,0	0,4	0,0								6		1	1		
La Valette	105	140	0,0	0,3	0,0							2					1	
La Valette	140	175	0,1	0,0	0,0						1		2					
La Valette	175	210	0,1	0,2	0,0						1	2	2	1		1		
La Valette	210	245	0,0	0,4	0,0							7	1	1			1	
La Valette	245	280	0,0	0,0	0,0								1					
Rochessadoule Aval	0	35	0,3	0,3	0,2			3				13	4		2			
Rochessadoule Aval	35	70	0,3	0,4	0,2			3				10	5				1	
Rochessadoule Aval	70	105	0,0	0,0	0,0													
Le Frayssinet	0	35	0,1	0,3	0,0						1		4	2	5			
Le Frayssinet	35	70	0,0	0,6	0,0							4		2	3	1	1	
Le Frayssinet	70	105	0,0	0,5	0,0							2	1	3	2		1	
Le Frayssinet	105	140	0,0	0,1	0,0								2	2				
Le Frayssinet	140	175	0,1	0,2	0,0						1			1	1			
Le Frayssinet	175	210	0,1	0,4	0,1						1				4		1	
La Vieille Valette	0	35	0,1	0,2	0,0						1	11	2			3		
La Vieille Valette	35	70	0,1	0,4	0,1						2	1	1			1		1
La Vieille Valette	70	105	0,1	0,2	0,1						2		2		1			
La Vieille Valette	105	140	0,1	0,3	0,1						3	1	2					1
La Vieille Valette	140	175	0,1	0,4	0,1						2		1					1
La Vieille Valette	175	210	0,2	0,6	0,3						5				1	3		1
La Vieille Valette	210	245	0,2	0,5	0,3						5					2		1
La Vieille Valette	245	280	0,1	0,3	0,0						1							1
La Vieille Valette	280	315	0,1	0,3	0,0						1							1
La Vieille Valette	315	350	0,1	0,5	0,1						1		3			1		1
La Vieille Valette	350	385	0,1	0,4	0,1						1		1			2		1
La Vieille Valette	385	420	0,0	0,3	0,0													1
La Vieille Valette	420	455	0,0	0,4	0,0											1		1
La Vieille Valette	455	490	0,0	0,3	0,0								1		2	1		
La Vieille Valette	490	525	0,0	0,0	0,0							1	1					
La Jasse - 2	0	35	0,0	0,5	0,0							1	5			2	1	
La Jasse - 2	35	70	0,1	0,5	0,1						1			3		1	1	
La Jasse - 2	70	105	0,0	0,0	0,0													
La Jasse - 3	0	35	0,1	0,9	0,1						1	8	2	2	1		4	1
La Jasse - 3	35	70	0,0	0,2	0,0							7	7	1				
La Jasse - 1	0	35	0,0	0,4	0,0							3	5		1	2		
La Jasse - 1	35	70	0,0	0,1	0,0							2	2	1				
La Jasse - 1	70	105	0,1	0,2	0,0						1			1		1		
La Jasse - 1	105	140	0,0	0,8	0,0							5	2	2		2	2	1
La Cantonnade	0	35	0,4	0,6	0,6			4			1	1			1	2	1	
Les Grottes - 1	0	35	0,2	0,3	0,2				1			4			2	1		
Les Forges - 1	0	35	0,0	0,4	0,0										1		1	

Les Forges - 1	35	70	0,0	1,0	0,0							5	3	1	1	4	1	1
Les Forges - 1	70	105	0,0	0,4	0,0							1				1		1
Les Forges - 1	105	140	0,5	0,4	0,6	1	1						2		1			1
Les Forges - 1	140	175	0,7	0,5	1,0	1	1		1		1				1	1		1
Les Forges - 1	175	210	0,2	0,6	0,3			2					1		1	1		1
Les Forges - 1	210	245	0,2	0,0	0,0			2										
Les Forges - 1	245	280	0,0	0,0	0,0													
Les Forges - 1	280	315	0,2	0,0	0,0			2										
Les Forges - 1	315	350	0,4	0,0	0,0			4			1							
Les Forges - 1	350	385	0,3	0,2	0,1			1	1				2		1			
Les Forges - 1	385	420	0,5	0,2	0,2				2				2			1		
Les Forges - 1	420	455	0,5	0,3	0,4				2			1	2		1	1		
Les Forges - 1	455	490	0,7	0,0	0,0			3	2			1						
Les Forges - 1	490	525	0,4	0,2	0,2			3			2		1		1			
Les Forges - 1	525	560	0,1	0,3	0,0						1	2					1	
Puits de Robiac Aval	0	35	0,4	0,0	0,0			3			3	9						
Puits de Robiac Aval	35	70	0,5	0,2	0,3			5			1	12	5		1			
Puits de Robiac Aval	70	105	0,5	0,0	0,1			2	1		2	1	1					

Annexe C : Coordonnées des entrées utilisées pour réaliser les relevés sur les ruisseaux couverts

		Position entrée (WGS84)	
Nom des ouvrages	**Ville (code postale)**	**Xcoord**	**Ycoord**
Ruisseau couvert La Cantonnade	Bessèges (30037)	4,0926	44,29413
Ruisseau couvert les Grottes - 1	Bessèges (30037)	4,09281	44,29576
Ruisseau couvert Les Forges - 1	Bessèges (30037)	4,08783	44,29012
Puits de Robiac aval	Bessèges (30037)	4,09713	44,29027
Ruisseau couvert de la Jasse - 2	Chamborigaud (30080)	4,00642	44,29692
Ruisseau couvert de la Jasse - 3	Chamborigaud (30080)	4,00804	44,29511
Ruisseau couvert de la Jasse - 1	Chamborigaud (30080)	4,00266	44,29836
Tunnel du Terril de Champclauson - 1	La Grand-Combe (30132)	4,02188	44,24101
Tunnel du Terril de Champclauson - 2	La Grand-Combe (30132)	4,02204	44,24331
Ruisseau couvert de la Trouche	La Grand-Combe (30132)	NC	NC
Affluent de la Trouche	La Grand-Combe (30132)	4,02155	44,2363
Ruisseau couvert du Sans Nom	La Grand-Combe (30132)	4,03468	44,20902
Ruisseau couvert de l'Ougouègne - 1	La Vernarède (30345)	4,01118	44,28751

Ruisseau couvert de la Tavernolle	La Vernarède (30345)	4,01006	44,28874
Ruisseau couvert de Lascous	Laval-Pradel (30142)	4,05239	44,20739
Tunnel de Cornas - 2	Le Chambon (30079)	4,02484	44,29113
Tunnel de Cornas - 1	Le Chambon (30079)	4,02632	44,29058
Plan incliné des Oules	Le Chambon (30079)	4,05225	44,20359
Tunnel Pisani	Le Martinet (30159)	4,09219	44,25063
Tunnel non inventorie de Brousse Varin	Molières-sur-Cèze (30171)	4,13561	44,2539
Tunnel de Brousse Varin Ouest	Molières-sur-Cèze (30171)	4,13093	44,25374
Tunnel de Brousse Varin Est	Molières-sur-Cèze (30171)	4,13762	44,25408
Ruisseau couvert de Chalmeton	Molières-sur-Cèze (30171)	4,15851	44,26066
Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	Robiac-Rochessadoule (30216)	4,08541	44,27831
Ruisseau couvert de la Valette	Robiac-Rochessadoule (30216)	4,1014	44,2798
Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	Robiac-Rochessadoule (30216)	4,08984	44,27995
Ruisseau couvert de Frayssinet	Robiac-Rochessadoule (30216)	4,08353	44,27744
Ruisseau couvert de la Vieille Valette	Robiac-Rochessadoule (30216)	4,10196	44,27968
Ruisseau couvert du ruisseau blanc	Saint Martin de Valgalgues (30284)	4,08481	44,17278

Annexe D : Récapitulatif des essais de compression réalisés sur les joints

n°	Ruisseau couvert	Condition de saturation en eau	Largeur 1 (mm)	Largeur 2 (mm)	Hauteur (mm)	Masse volumique (kg/m³)	Module élastique (Gpa)	Coefficient de Poisson	Résistance en compression (Mpa)
1	La Vieille Vallette	Condition réelle	65	64	112	1843	12,7	0,18	8,0
2	La Vieille Vallette	Immergé 24h	62	59	111	1736	2,6	0,19	2,3
2’	La Vieille Vallette	Immergé 24h	58	58	92	1784	3,3	0,38	1,8
3	Chamclauson 1	Immergé 24h	66	64	127	2159	2,5	0,17	3,3
3’	Chamclauson 1	Immergé 24h	64	66	127	2078	6,3	0,21	4,0
4	Chamclauson 1	Condition réelle	63	64	128	1903	13,2	0,25	2,8
5	La Jasse 2	Condition réelle	62	63	116	1331	5,6	0,14	3,2
6	La Jasse 2	Immergé 24h	64	65	125	1356	4,4	0,24	1,3
7	Chamclauson 1	Condition réelle	69	54	124	1777	15,3	0,16	4,0

8	La Vieille Vallette	Condition réelle	66	61	122	1794	3,6	0,10	4,2
9	Rochessadoule Amont	Condition réelle	61	49	121	2140	39,8	0,38	11,1
10	La Jasse 2	Condition réelle	60	62	124	2122	41,6	0,37	9,0
11	Chamclauson 1	Condition réelle	58	53	106	2246	46,7	0,32	11,0
12	La Jasse 2	Immergé 24h	60	57	113	1395	2,2	0,32	1,1

Annexe E : Récapitulatif des essais de flexion sur les joints

n°	Ruisseau couvert	Condition de saturation en eau	Largeur 1 (mm)	Largeur 2 (mm)	Résistance en traction (Mpa)
0	Champclauson 1	Condition réelle	40	39	3,8
1	La Vieille Valette	Condition réelle	55	44	0,4
2	La Vieille Valette	Condition réelle	39	39	0,8
3	La Vieille Valette	Condition réelle	42	44	NC
4	La Jasse 2	Condition réelle	43	43	0,6
5	La Jasse 2	Condition réelle	48	42	0,7
6	La Jasse 2	Condition réelle	48	48	0,3
7	Champclauson 1	Condition réelle	40	40	2,0
8	Champclauson 1	Condition réelle	47	37	2,3
9	Champclauson 1	Condition réelle	44	36	4,9
10	Champclauson 1	Immergé 24h	44	41	1,0
11	Champclauson 1	Immergé 24h	43	41	0,8
12	Champclauson 1	Immergé 24h	44	42	NC
13	La Jasse 2	Immergé 24h	42	47	NC
14	La Jasse 2	Immergé 24h	44	48	0,4
15	La Vieille Valette	Immergé 24h	42	36	0,4
16	La Vieille Valette	Immergé 24h	37	44	0,5

Annexe F : Récapitulatif des cohésions et angles de frottement estimés à partir de la résistance en compression et en traction moyennes

Ruisseau couvert	Condition de saturation en eau	Résitance en compression moyenne (MPa)	Résitance en traction moyenne (MPa)	Angle de frottement interne moyen (°)	Cohésion moyenne (MPa)
La Vieille Valette	Condition réelle	6,1	0,6	31	0,4
La Jasse 2	Condition réelle	6,1	0,5	32	0,3
Champclauson 1	Condition réelle	5,9	3,1	15	1,8
La Vieille Valette	Immergé 24h	2,1	0,5	26	0,3
La Jasse 2	Immergé 24h	1,2	0,4	23	0,2
Champclauson 1	Immergé 24h	3,7	0,9	26	0,6

Annexe G : Récapitulatif des essais de compressions réalisés sur les moellons

n°	Ruisseau couvert	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Masse volumique (kg/m³)	Module élastique (GPa)	Coefficient de Poisson	Résistance compression (MPa)
1-1	Chamclauson 1	143	69	2319	37	0,29	70
1-2	Chamclauson 1	144	69	2323	50	0,23	45
2-1	Chamclauson 1	153	69	2468	92	0,20	85
2-2	Chamclauson 1	121	69	2486	79	0,25	100
3-1	La Jasse 2	139	69	2563	99	NC	18
3-2	La Jasse 2	151	69	2596	57	0,41	23
4-1	La Jasse 2	128	69	2532	76	0,27	66
4-2	La Jasse 2	120	69	2554	81	0,25	93
5-1	La Vieille Vallette	143	70	2479	52	0,32	107
5-2	La Vieille Vallette	144	70	2476	21	0,31	110
5-3	La Vieille Vallette	143	70	2486	53	0,33	110

Annexe H : Distribution des notes d'aléas obtenues

	Position		Note					Désordres						
NOM	Début du tronçon	Fin du tronçon	Méthode AHP	Stat Effondrement piédroit	Stat Effondrement à la sortie	Coefficient de sécurité	Aléa Global	Fissure	Panneau	Radier	Deformation_voute	Deformation_piedroit	Basculement	Effondrement
Champclauson - 1	0	35	0,3	0,1	1,0	0,1	1,0		1	1				1
Champclauson - 1	35	70	0,3	1,0	0,0	1,0	1,0		2					1
Champclauson - 1	140	175	0,0	0,2	0,0	0,3	0,3							
Champclauson - 1	175	210	0,0	0,1	0,0	0,2	0,2							
Champclauson - 1	210	245	0,0	0,1	0,0	0,1	0,1							
Champclauson - 1	245	280	0,1	0,2	0,0	0,0	0,2				1			
Champclauson - 1	280	315	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	1	1					
Champclauson - 1	315	350	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	1						
Champclauson - 1	350	385	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2		2		1			
Champclauson - 1	385	420	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1				1			
Champclauson - 1	420	455	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		1					
Champclauson - 1	455	490	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Champclauson - 2	0	35	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1		1					
Champclauson - 2	35	70	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Affluent de laTrouche	0	35	0,1	0,4	0,0	0,0	0,4			2				
Affluent de laTrouche	35	70	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1							
Cornas - 2	0	35	0,6	0,4	0,0	0,2	0,6	3	2				2	1
Cornas - 1	0	35	0,3	0,3	0,0	0,2	0,3	1		1				1
Cornas - 1	35	70	0,2	0,0	0,0	0,2	0,2	4	1		1			
Plan incliné des Oules	0	35	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1						
Plan incliné des Oules	35	70	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	1			1			
Plan incliné des Oules	70	105	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1						
Plan incliné des Oules	105	140	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	1						
Plan incliné des Oules	140	175	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Plan incliné des Oules	175	210	0,3	0,0	0,0	0,0	0,3						1	
L'Ougouegne - 1	0	35	0,4	0,9	0,0	1,0	1,0		5		1	5		
L'Ougouegne - 1	35	70	0,2	0,4	0,0	1,0	1,0	1	4			4		
L'Ougouegne - 1	70	105	0,2	0,1	0,0	1,0	1,0		2			1		
L'Ougouegne - 1	105	140	0,2	0,1	0,0	1,0	1,0		2			2		
L'Ougouegne - 1	140	175	0,4	0,0	1,0	0,6	1,0				1			1
La Tavernolle	0	35	0,2	0,6	0,0	0,0	0,6		4			4		

La Tavernolle	35	70	0,5	0,0	1,0	0,5	1,0	1					1	1
Lascous	0	35	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	6						
Lascous	35	70	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	10				1		
Lascous	70	105	0,3	0,2	0,0	0,1	0,3	2	2	1		2		
Lascous	105	140	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2	9	4			1		
Lascous	140	175	0,1	0,1	0,0	0,1	0,1	1				1		
Lascous	175	210	0,3	0,2	0,0	0,0	0,3	9	1	2	2			
Lascous	210	245	0,1	0,2	0,0	0,0	0,2	3	3	1				
Lascous	245	280	0,0	0,2	0,0	0,0	0,2	2						
Lascous	280	315	0,1	0,2	0,0	0,1	0,2	2	4					
Lascous	315	350	0,1	0,2	0,0	0,1	0,2	2		1				
Lascous	350	385	0,1	0,4	0,0	0,5	0,5	5	1					
Lascous	385	420	0,1	0,3	0,0	0,5	0,5	7	1	1				
Lascous	420	455	0,1	0,2	0,0	0,6	0,6	11	4					
Lascous	455	490	0,2	0,0	0,0	0,9	0,9	10	2		2			
Lascous	490	525	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	6		2				
Lascous	525	560	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	3		1				
Lascous	560	595	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Lascous	595	630	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1						
Lascous	630	665	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2			2	1			
Lascous	665	700	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1				1			
Brousse Varin	0	35	0,3	0,2	0,0	0,7	0,7	3	3	2		1		
Brousse Varin	35	70	0,2	0,0	0,0	0,9	0,9	8	2		1			
Brousse Varin	70	105	0,5	0,4	0,0	0,8	0,8	3	1	3		1	1	
Brousse Varin	105	140	0,6	0,0	1,0	0,0	1,0	3		1			1	1
Brousse Varin Ouest	0	35	0,2	0,0	0,0	0,7	0,7	3			1			
Brousse Varin Ouest	35	70	0,1	0,0	0,0	0,6	0,6	2		3				
Brousse Varin Ouest	70	105	0,3	0,0	0,0	0,6	0,6	3	1		1	1		
Brousse Varin Ouest	105	140	0,2	0,0	0,0	0,3	0,3	7	1		1			
Brousse Varin Ouest	140	175	0,5	0,0	1,0	0,1	1,0	1		1	1			1
Brousse Varin Est	0	35	0,1	0,0	0,0	0,4	0,4	11	2	1				
Brousse Varin Est	35	70	0,2	0,0	0,0	0,8	0,8	13	2		1			
Brousse Varin Est	70	105	0,3	0,0	1,0	0,1	1,0	6		1				1
Chalmeton	0	35	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	2			1			
Chalmeton	35	70	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2		2		1			
Chalmeton	70	105	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	1	1		1			
Chalmeton	105	140	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		1					
Chalmeton	140	175	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	1	1					
Chalmeton	175	210	0,3	0,0	0,0	0,0	0,3		2	#		1		
Chalmeton	210	245	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Chalmeton	245	280	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Tunnel Pisani	0	35	0,4	0,1	0,0	0,1	0,4	5	3		1	2		
Tunnel Pisani	35	70	0,4	0,5	0,0	0,0	0,5	3	2	1	2	3		
Tunnel Pisani	70	105	0,7	1,0	0,0	0,2	1,0	1	5		4	8		1

Tunnel Pisani	105	140	0,6	0,2	1,0	0,0	1,0		1				3	1
Le Ruisseau blanc	0	35	0,1	0,2	0,0	0,0	0,2	1				1		
Le Ruisseau blanc	35	70	0,1	0,1	0,0	0,0	0,1					1		
Le Ruisseau blanc	70	105	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2			1	3			
Le Ruisseau blanc	105	140	0,4	0,1	0,0	0,0	0,4		1	1	2	1		
Le Ruisseau blanc	140	175	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Le Ruisseau blanc	175	210	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2	1					
Le Ruisseau blanc	210	245	0,2	0,1	0,0	0,0	0,2		2			2		
Le Ruisseau blanc	245	280	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3			1				
Le Ruisseau blanc	280	315	0,1	0,5	0,0	0,0	0,5					1		
Le Ruisseau blanc	315	350	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3							
Le Ruisseau blanc	350	385	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3							
Le Ruisseau blanc	385	420	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3		1					
Le Ruisseau blanc	420	455	0,3	0,5	0,0	0,0	0,5						1	
Le Ruisseau blanc	455	490	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3							
Le Ruisseau blanc	490	525	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3		1					
Le Ruisseau blanc	525	560	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3							
Le Ruisseau blanc	560	595	0,2	0,3	0,0	0,0	0,3		1		1			
Le Ruisseau blanc	595	630	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3	1						
Le Ruisseau blanc	630	665	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	2						
Le Ruisseau blanc	665	700	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1						
Le Sans Nom	140	175	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	3		1				
Le Sans Nom	175	210	0,4	0,1	0,0	0,0	0,4		1			1	1	
Le Sans Nom	210	245	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Le Sans Nom	245	280	0,3	0,0	0,0	0,0	0,3	1					1	
Le Sans Nom	280	315	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1	1					
Le Sans Nom	315	350	0,3	0,1	0,0	0,0	0,3	1	2				1	
Le Sans Nom	1540	1575	0,1	0,2	0,0	0,0	0,2	5	2					
Le Sans Nom	1575	1610	0,1	0,6	0,0	0,0	0,6					1		
Le Sans Nom	1610	1645	0,0	0,4	0,0	0,0	0,4							
Le Sans Nom	1645	1680	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3						
Le Sans Nom	1680	1715	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1						
Rochessadoule Amont	0	35	0,4	0,0	0,0	0,0	0,4	7	2	1	1	1		
Rochessadoule Amont	35	70	0,4	0,0	0,0	0,3	0,4	2			1		1	
Rochessadoule Amont	70	105	0,4	0,1	0,0	0,2	0,4		2			1	1	
Rochessadoule Amont	105	140	0,3	0,4	0,0	0,1	0,4		3				1	
Rochessadoule Amont	140	175	0,4	0,5	0,0	0,0	0,5					1	1	
Rochessadoule Amont	175	210	0,5	0,4	0,0	0,1	0,5	2	2	1		1		1
Rochessadoule Amont	210	245	0,6	0,1	0,0	0,4	0,6		2		1	2		1
Rochessadoule Amont	245	280	0,3	0,1	0,0	0,3	0,3	1	1		1	2		
Rochessadoule Amont	280	315	0,3	0,0	0,0	0,6	0,6				2	1		
Rochessadoule Amont	315	350	0,4	0,9	0,0	0,6	0,9		1		2	5		
Rochessadoule Amont	350	385	0,4	0,2	0,0	0,4	0,4				3		1	
La Valette	0	35	0,6	0,1	0,0	0,9	0,9	1	3		1	1	1	

La Valette	35	70	0,3	0,1	0,0	0,6	0,6	3	2		1	2		
La Valette	70	105	0,4	0,1	0,0	0,4	0,4		6		1	1		
La Valette	105	140	0,3	0,0	0,0	0,2	0,3	2					1	
La Valette	140	175	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2		2					
La Valette	175	210	0,2	0,4	0,0	0,0	0,4	2	2	1		1		
La Valette	210	245	0,4	0,0	0,0	0,0	0,4	7	1	1			1	
La Valette	245	280	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		1					
Rochessadoule Aval	0	35	0,3	0,1	0,0	0,0	0,3	13	4		2			
Rochessadoule Aval	35	70	0,4	0,0	0,0	0,3	0,4	10	5				1	
Rochessadoule Aval	70	105	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Le Frayssinet	0	35	0,3	0,0	0,0	0,2	0,3		4	2	5			
Le Frayssinet	35	70	0,6	0,2	0,0	0,2	0,6	4		2	3	1	1	
Le Frayssinet	70	105	0,5	0,1	0,0	0,6	0,6	2	1	3	2		1	
Le Frayssinet	105	140	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1		2	2				
Le Frayssinet	140	175	0,2	0,0	0,0	0,2	0,2			1	1			
Le Frayssinet	175	210	0,4	0,2	0,0	0,0	0,4				4		1	
La Vieille Valette	0	35	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	11	2			3		
La Vieille Valette	35	70	0,4	0,7	0,0	1,0	1,0	1	1			1		1
La Vieille Valette	70	105	0,2	1,0	0,0	1,0	1,0		2		1			
La Vieille Valette	105	140	0,3	1,0	0,0	1,0	1,0	1	2					1
La Vieille Valette	140	175	0,4	1,0	0,0	1,0	1,0		1					1
La Vieille Valette	175	210	0,6	1,0	0,0	1,0	1,0				1	3		1
La Vieille Valette	210	245	0,5	1,0	0,0	1,0	1,0					2		1
La Vieille Valette	245	280	0,3	1,0	0,0	1,0	1,0							1
La Vieille Valette	280	315	0,3	1,0	0,0	1,0	1,0							1
La Vieille Valette	315	350	0,5	1,0	0,0	1,0	1,0		3			1		1
La Vieille Valette	350	385	0,4	1,0	0,0	1,0	1,0		1			2		1
La Vieille Valette	385	420	0,3	1,0	0,0	1,0	1,0							1
La Vieille Valette	420	455	0,4	1,0	0,0	1,0	1,0					1		1
La Vieille Valette	455	490	0,3	1,0	0,0	1,0	1,0		1		2	1		
La Vieille Valette	490	525	0,0	0,2	0,0	0,4	0,4	1	1					
La Jasse - 2	0	35	0,5	0,3	0,0	0,2	0,5	1	5			2	1	
La Jasse - 2	35	70	0,5	0,3	0,0	0,0	0,5			3		1	1	
La Jasse - 2	70	105	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
La Jasse - 3	0	35	0,9	0,9	0,0	0,3	0,9	8	2	2	1		4	1
La Jasse - 3	35	70	0,2	0,4	0,0	0,8	0,8	7	7	1				
La Jasse - 1	0	35	0,4	0,0	0,0	0,0	0,4	3	5		1	2		
La Jasse - 1	35	70	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	2	2	1				
La Jasse - 1	70	105	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2			1		1		
La Jasse - 1	105	140	0,8	0,1	1,0	0,0	1,0	5	2	2		2	2	1
La Cantonnade	0	35	0,6	0,1	0,0	0,0	0,6	1			1	2	1	
Les Grottes - 1	0	35	0,3	0,0	0,0	0,0	0,3	4			2	1		
Les Forges - 1	0	35	0,4	0,2	0,0	1,0	1,0				1		1	
Les Forges - 1	35	70	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	5	3	1	1	4	1	1

Les Forges - 1	70	105	0,4	0,9	0,0	1,0	1,0	1				1		1
Les Forges - 1	105	140	0,4	0,9	0,0	1,0	1,0		2		1			1
Les Forges - 1	140	175	0,5	0,8	0,0	0,8	0,8				1	1		1
Les Forges - 1	175	210	0,6	0,6	0,0	0,0	0,6		1		1	1		1
Les Forges - 1	210	245	0,0	0,3	0,0	0,0	0,3							
Les Forges - 1	245	280	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0							
Les Forges - 1	280	315	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1							
Les Forges - 1	315	350	0,0	0,0	0,0	0,3	0,3							
Les Forges - 1	350	385	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2		2		1			
Les Forges - 1	385	420	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2		2			1		
Les Forges - 1	420	455	0,3	0,0	0,0	0,2	0,3	1	2		1	1		
Les Forges - 1	455	490	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1						
Les Forges - 1	490	525	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2		1		1			
Les Forges - 1	525	560	0,3	0,0	0,0	0,0	0,3	2					1	
Puits de Robiac Aval	0	35	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9						
Puits de Robiac Aval	35	70	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	12	5		1			
Puits de Robiac Aval	70	105	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1	1					

Annexe I : Distribution des notes de risques finales normalisées

	Position		Note			Enjeux						Désordres						
NOM	Début du tronçon	Fin du tronçon	Enjeux	Aléa	Risque	Materiel	Energie	Habitation	Loc_indust	ERP_3_5	Route seco	Fissure	Panneau	Radier	Deformation_voute	Deformation_piedroit	Basculement	Effondrement
Champclauson - 1	0	35	0,1	1,0	0,1						1		1	1				1
Champclauson - 1	35	70	0,1	1,0	0,1						1		2					1
Champclauson - 1	140	175	0,4	0,3	0,2			1	1		1							
Champclauson - 1	175	210	0,6	0,2	0,2			1	2									
Champclauson - 1	210	245	0,3	0,1	0,0				1		1							
Champclauson - 1	245	280	0,5	0,2	0,2				2		1				1			
Champclauson - 1	280	315	0,2	0,1	0,0				1			1	1					
Champclauson - 1	315	350	0,4	0,1	0,1			1	1		1	1						
Champclauson - 1	350	385	0,1	0,2	0,0			1			1		2		1			
Champclauson - 1	385	420	0,1	0,1	0,0						1				1			
Champclauson - 1	420	455	0,1	0,0	0,0						2		1					
Champclauson - 1	455	490	0,2	0,0	0,0			1			3							
Champclauson - 2	0	35	0,3	0,1	0,0			1			4		1					
Champclauson - 2	35	70	0,1	0,0	0,0						1							
Affluent de laTrouche	0	35	0,1	0,4	0,0						1			2				
Affluent de laTrouche	35	70	0,0	0,1	0,0													

Cornas - 2	0	35	0,1	0,6	0,1						1	3	2				2	1
Cornas - 1	0	35	0,0	0,3	0,0							1		1				1
Cornas - 1	35	70	0,2	0,2	0,1			2				4	1		1			
Plan incliné des Oules	0	35	0,1	0,0	0,0						1	1						
Plan incliné des Oules	35	70	0,0	0,2	0,0							1			1			
Plan incliné des Oules	70	105	0,1	0,0	0,0						1	1						
Plan incliné des Oules	105	140	0,1	0,1	0,0						2	1						
Plan incliné des Oules	140	175	0,1	0,0	0,0						1							
Plan incliné des Oules	175	210	0,0	0,3	0,0												1	
L'Ougouegne - 1	0	35	0,2	1,0	0,3						4		5		1	5		
L'Ougouegne - 1	35	70	0,1	1,0	0,2						2	1	4			4		
L'Ougouegne - 1	70	105	0,1	1,0	0,3			1			1		2			1		
L'Ougouegne - 1	105	140	0,1	1,0	0,3			1			1		2			2		
L'Ougouegne - 1	140	175	0,1	1,0	0,3			1			1				1			1
La Tavernolle	0	35	0,1	0,6	0,1						1		4			4		
La Tavernolle	35	70	0,1	1,0	0,2			1				1					1	1
Lascous	0	35	0,1	0,1	0,0			1				6						
Lascous	35	70	0,2	0,2	0,0			2				10				1		
Lascous	70	105	0,1	0,3	0,0			1				2	2	1		2		
Lascous	105	140	0,0	0,2	0,0							9	4			1		
Lascous	140	175	0,0	0,1	0,0							1				1		
Lascous	175	210	0,0	0,3	0,0							9	1	2	2			
Lascous	210	245	0,0	0,2	0,0							3	3	1				
Lascous	245	280	0,0	0,2	0,0							2						
Lascous	280	315	0,0	0,2	0,0							2	4					
Lascous	315	350	0,0	0,2	0,0							2		1				
Lascous	350	385	0,1	0,5	0,0						1	5	1					
Lascous	385	420	0,1	0,5	0,0						1	7	1	1				
Lascous	420	455	0,0	0,6	0,0							11	4					
Lascous	455	490	0,1	0,9	0,2						2	10	2		2			
Lascous	490	525	0,1	0,1	0,0						1	6		2				
Lascous	525	560	0,0	0,1	0,0							3		1				
Lascous	560	595	0,0	0,0	0,0													
Lascous	595	630	0,0	0,0	0,0							1						
Lascous	630	665	0,0	0,2	0,0									2	1			
Lascous	665	700	0,0	0,1	0,0										1			
Brousse Varin	0	35	0,1	0,7	0,2			1			1	3	3	2		1		
Brousse Varin	35	70	0,1	0,9	0,1			1				8	2		1			
Brousse Varin	70	105	0,1	0,8	0,2			1			1	3	1	3		1	1	
Brousse Varin	105	140	0,0	1,0	0,0							3		1			1	1
Brousse Varin Ouest	0	35	0,1	0,7	0,1			1				3			1			
Brousse Varin Ouest	35	70	0,1	0,6	0,1						1	2		3				
Brousse Varin Ouest	70	105	0,0	0,6	0,0							3	1		1	1		
Brousse Varin Ouest	105	140	0,0	0,3	0,0							7	1		1			

Brousse Varin Ouest	140	175	0,0	1,0	0,0							1		1	1			1
Brousse Varin Est	0	35	0,2	0,4	0,1						4	11	2	1				
Brousse Varin Est	35	70	0,1	0,8	0,1						2	13	2		1			
Brousse Varin Est	70	105	0,0	1,0	0,0							6		1				1
Chalmeton	0	35	0,4	0,2	0,1			4			1	2			1			
Chalmeton	35	70	0,3	0,2	0,1				1		1		2		1			
Chalmeton	70	105	0,3	0,2	0,1			1	1			1	1		1			
Chalmeton	105	140	0,0	0,0	0,0								1					
Chalmeton	140	175	0,3	0,1	0,1			2			3	1	1					
Chalmeton	175	210	0,4	0,3	0,2			4			2		2	#		1		
Chalmeton	210	245	0,3	0,0	0,0			3										
Chalmeton	245	280	0,1	0,0	0,0			1										
Tunnel Pisani	0	35	0,1	0,4	0,0						1	5	3		1	2		
Tunnel Pisani	35	70	0,0	0,5	0,0							3	2	1	2	3		
Tunnel Pisani	70	105	0,0	1,0	0,0							1	5		4	8		1
Tunnel Pisani	105	140	0,0	1,0	0,0								1				3	1
Le Ruisseau blanc	0	35	0,0	0,2	0,0							1				1		
Le Ruisseau blanc	35	70	0,0	0,1	0,0											1		
Le Ruisseau blanc	70	105	0,0	0,2	0,0									1	3			
Le Ruisseau blanc	105	140	0,1	0,4	0,0						1		1	1	2	1		
Le Ruisseau blanc	140	175	0,1	0,0	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	175	210	0,0	0,0	0,0							2	1					
Le Ruisseau blanc	210	245	0,0	0,2	0,0								2			2		
Le Ruisseau blanc	245	280	0,0	0,3	0,0									1				
Le Ruisseau blanc	280	315	0,0	0,5	0,0											1		
Le Ruisseau blanc	315	350	0,0	0,3	0,0													
Le Ruisseau blanc	350	385	0,1	0,3	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	385	420	0,2	0,3	0,1			1			2		1					
Le Ruisseau blanc	420	455	0,1	0,5	0,1			1			1						1	
Le Ruisseau blanc	455	490	0,1	0,3	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	490	525	0,2	0,3	0,1	1							1					
Le Ruisseau blanc	525	560	0,2	0,3	0,1	1												
Le Ruisseau blanc	560	595	0,0	0,3	0,0								1		1			
Le Ruisseau blanc	595	630	0,0	0,3	0,0							1						
Le Ruisseau blanc	630	665	0,0	0,1	0,0							2						
Le Ruisseau blanc	665	700	0,0	0,0	0,0							1						
Le Sans Nom	140	175	0,1	0,1	0,0						2	3		1				
Le Sans Nom	175	210	0,0	0,4	0,0								1			1	1	
Le Sans Nom	210	245	0,1	0,0	0,0						1							
Le Sans Nom	245	280	0,1	0,3	0,0						1	1					1	
Le Sans Nom	280	315	0,0	0,0	0,0							1	1					
Le Sans Nom	315	350	0,0	0,3	0,0							1	2				1	
Le Sans Nom	1540	1575	0,1	0,2	0,0						1	5	2					
Le Sans Nom	1575	1610	0,1	0,6	0,1			1			1					1		

Le Sans Nom	1610	1645	0,0	0,4	0,0													
Le Sans Nom	1645	1680	0,0	0,0	0,0							3						
Le Sans Nom	1680	1715	0,1	0,0	0,0						3	1						
Rochessadoule Amont	0	35	0,5	0,4	0,3					1	1	7	2	1	1	1		
Rochessadoule Amont	35	70	0,4	0,4	0,3					1		2			1		1	
Rochessadoule Amont	70	105	0,4	0,4	0,3					1			2			1	1	
Rochessadoule Amont	105	140	1,0	0,4	0,6					2			3				1	
Rochessadoule Amont	140	175	0,5	0,5	0,4					1	1					1	1	
Rochessadoule Amont	175	210	0,1	0,5	0,1			1			1	2	2	1		1		1
Rochessadoule Amont	210	245	0,5	0,6	0,5			1		1			2		1	2		1
Rochessadoule Amont	245	280	0,6	0,3	0,3					1	3	1	1		1	2		
Rochessadoule Amont	280	315	0,7	0,6	0,7			1		1	3				2	1		
Rochessadoule Amont	315	350	0,1	0,9	0,1						1		1		2	5		
Rochessadoule Amont	350	385	0,1	0,4	0,0						1				3		1	
La Valette	0	35	0,3	0,9	0,5			1			5	1	3		1	1	1	
La Valette	35	70	0,1	0,6	0,2			1			1	3	2		1	2		
La Valette	70	105	0,0	0,4	0,0								6		1	1		
La Valette	105	140	0,0	0,3	0,0							2					1	
La Valette	140	175	0,1	0,2	0,0						1		2					
La Valette	175	210	0,1	0,4	0,0						1	2	2	1		1		
La Valette	210	245	0,0	0,4	0,0							7	1	1			1	
La Valette	245	280	0,0	0,0	0,0								1					
Rochessadoule Aval	0	35	0,3	0,3	0,1			3				13	4		2			
Rochessadoule Aval	35	70	0,3	0,4	0,2			3				10	5				1	
Rochessadoule Aval	70	105	0,0	0,0	0,0													
Le Frayssinet	0	35	0,1	0,3	0,0						1		4	2	5			
Le Frayssinet	35	70	0,0	0,6	0,0							4		2	3	1	1	
Le Frayssinet	70	105	0,0	0,6	0,0							2	1	3	2		1	
Le Frayssinet	105	140	0,0	0,1	0,0								2	2				
Le Frayssinet	140	175	0,1	0,2	0,0						1			1	1			
Le Frayssinet	175	210	0,1	0,4	0,0						1				4		1	
La Vieille Valette	0	35	0,1	0,2	0,0						1	11	2			3		
La Vieille Valette	35	70	0,1	1,0	0,2						2	1	1			1		1
La Vieille Valette	70	105	0,1	1,0	0,2						2		2		1			
La Vieille Valette	105	140	0,1	1,0	0,3						3	1	2					1
La Vieille Valette	140	175	0,1	1,0	0,2						2		1					1
La Vieille Valette	175	210	0,2	1,0	0,4						5				1	3		1
La Vieille Valette	210	245	0,2	1,0	0,4						5					2		1
La Vieille Valette	245	280	0,1	1,0	0,1						1							1
La Vieille Valette	280	315	0,1	1,0	0,1						1							1
La Vieille Valette	315	350	0,1	1,0	0,1						1		3			1		1
La Vieille Valette	350	385	0,1	1,0	0,1						1		1			2		1
La Vieille Valette	385	420	0,0	1,0	0,0													1
La Vieille Valette	420	455	0,0	1,0	0,0											1		1

La Vieille Valette	455	490	0,0	1,0	0,0								1		2	1		
La Vieille Valette	490	525	0,0	0,4	0,0							1	1					
La Jasse - 2	0	35	0,0	0,5	0,0							1	5			2	1	
La Jasse - 2	35	70	0,1	0,5	0,0						1			3		1	1	
La Jasse - 2	70	105	0,0	0,0	0,0													
La Jasse - 3	0	35	0,1	0,9	0,1						1	8	2	2	1		4	1
La Jasse - 3	35	70	0,0	0,8	0,0							7	7	1				
La Jasse - 1	0	35	0,0	0,4	0,0							3	5		1	2		
La Jasse - 1	35	70	0,0	0,1	0,0							2	2	1				
La Jasse - 1	70	105	0,1	0,2	0,0						1			1		1		
La Jasse - 1	105	140	0,0	1,0	0,0							5	2	2		2	2	1
La Cantonnade	0	35	0,4	0,6	0,4			4			1	1			1	2	1	
Les Grottes - 1	0	35	0,2	0,3	0,1				1			4			2	1		
Les Forges - 1	0	35	0,0	1,0	0,0										1		1	
Les Forges - 1	35	70	0,0	1,0	0,0							5	3	1	1	4	1	1
Les Forges - 1	70	105	0,0	1,0	0,0							1				1		1
Les Forges - 1	105	140	0,5	1,0	0,8	1	1						2		1			1
Les Forges - 1	140	175	0,7	0,8	1,0	1	1		1		1				1	1		1
Les Forges - 1	175	210	0,2	0,6	0,2			2					1		1	1		1
Les Forges - 1	210	245	0,2	0,3	0,1			2										
Les Forges - 1	245	280	0,0	0,0	0,0													
Les Forges - 1	280	315	0,2	0,1	0,0			2										
Les Forges - 1	315	350	0,4	0,3	0,2			4			1							
Les Forges - 1	350	385	0,3	0,2	0,1			1	1				2		1			
Les Forges - 1	385	420	0,5	0,2	0,1				2				2			1		
Les Forges - 1	420	455	0,5	0,3	0,3				2			1	2		1	1		
Les Forges - 1	455	490	0,7	0,0	0,0			3	2			1						
Les Forges - 1	490	525	0,4	0,2	0,1			3			2		1		1			
Les Forges - 1	525	560	0,1	0,3	0,0						1	2					1	
Puits de Robiac Aval	0	35	0,4	0,0	0,0			3			3	9						
Puits de Robiac Aval	35	70	0,5	0,2	0,2			5			1	12	5		1			
Puits de Robiac Aval	70	105	0,5	0,0	0,0			2	1		2	1	1					

Annexe J : Classement final des tronçons

	Position		Note			Enjeux						Désordres						
NOM	Début du tronçon	Fin du tronçon	Enjeux	Aléa	Risque	Materiel	Energie	Habitation	Loc_indust	ERP_3_5	Route seco	Fissure	Panneau	Radier	Deformation_voute	Deformation_piedroit	Basculement	Effondrement
Les Forges - 1	140	175	0,7	0,8	1,0	1	1		1		1				1	1		1
Les Forges - 1	105	140	0,5	1,0	0,8	1	1						2		1			1
Rochessadoule Amont	280	315	0,7	0,6	0,7			1		1	3				2	1		
Rochessadoule Amont	105	140	1,0	0,4	0,6					2			3				1	
Rochessadoule Amont	210	245	0,5	0,6	0,5			1		1			2		1	2		1
La Valette	0	35	0,3	0,9	0,5			1			5	1	3		1	1	1	
Rochessadoule Amont	140	175	0,5	0,5	0,4					1	1					1	1	
La Vieille Valette	175	210	0,2	1,0	0,4						5				1	3		1
La Vieille Valette	210	245	0,2	1,0	0,4						5					2		1
La Cantonnade	0	35	0,4	0,6	0,4			4			1	1			1	2	1	
Rochessadoule Amont	245	280	0,6	0,3	0,3					1	3	1	1		1	2		
L'Ougouegne - 1	0	35	0,2	1,0	0,3						4		5		1	5		
Rochessadoule Amont	0	35	0,5	0,4	0,3					1	1	7	2	1	1	1		
Rochessadoule Amont	70	105	0,4	0,4	0,3					1			2			1	1	
Rochessadoule Amont	35	70	0,4	0,4	0,3					1		2			1		1	
Les Forges - 1	420	455	0,5	0,3	0,3				2			1	2		1	1		
La Vieille Valette	105	140	0,1	1,0	0,3						3	1	2					1
L'Ougouegne - 1	70	105	0,1	1,0	0,3			1			1		2			1		
L'Ougouegne - 1	105	140	0,1	1,0	0,3			1			1		2			2		
L'Ougouegne - 1	140	175	0,1	1,0	0,3			1			1				1			1
Chalmeton	175	210	0,4	0,3	0,2			4			2		2	#		1		
Les Forges - 1	315	350	0,4	0,3	0,2			4			1							
Champclauson - 1	245	280	0,5	0,2	0,2				2		1				1			
Les Forges - 1	175	210	0,2	0,6	0,2			2					1		1	1		1
Champclauson - 1	175	210	0,6	0,2	0,2			1	2									
Puits de Robiac Aval	35	70	0,5	0,2	0,2			5			1	12	5		1			
Brousse Varin	70	105	0,1	0,8	0,2			1			1	3	1	3		1	1	
Champclauson - 1	140	175	0,4	0,3	0,2			1	1		1							
Brousse Varin	0	35	0,1	0,7	0,2			1			1	3	3	2		1		
L'Ougouegne - 1	35	70	0,1	1,0	0,2						2	1	4			4		
La Vieille Valette	35	70	0,1	1,0	0,2						2	1	1			1		1
La Vieille Valette	70	105	0,1	1,0	0,2						2		2		1			
La Vieille Valette	140	175	0,1	1,0	0,2						2		1					1

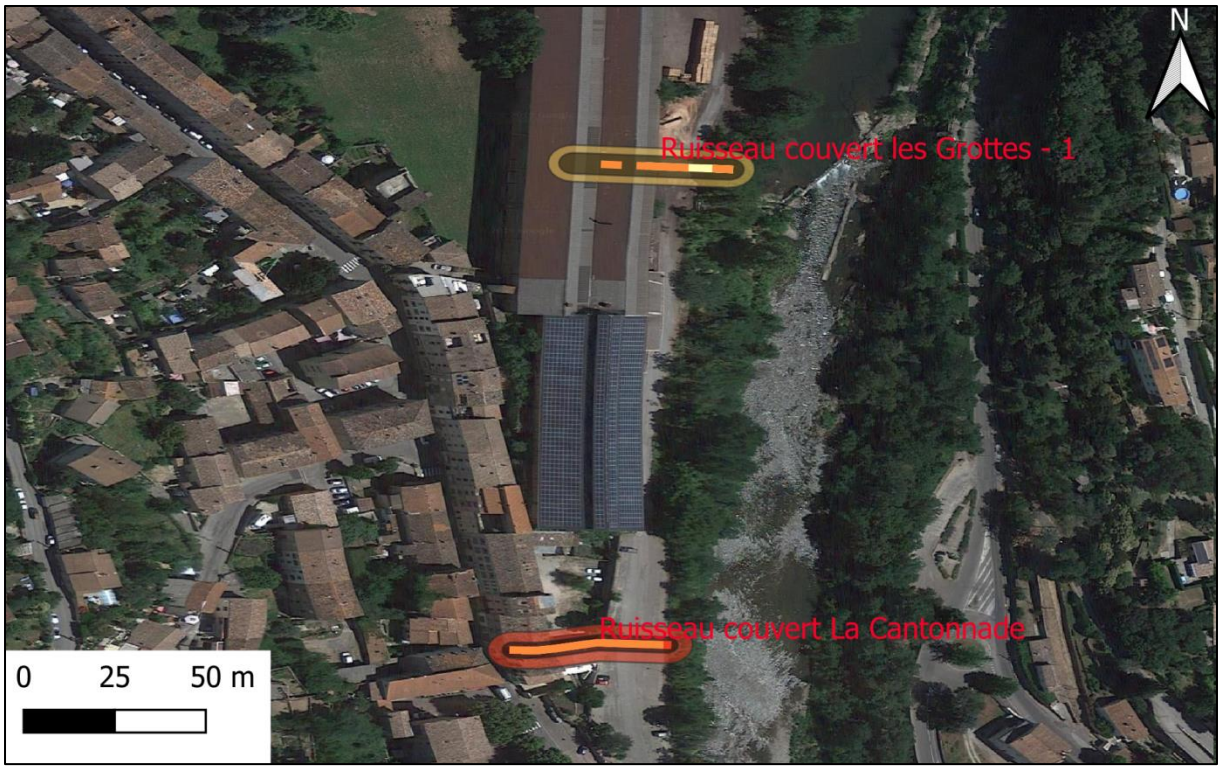
La Tavernolle	35	70	0,1	1,0	0,2			1				1					1	1
Rochessadoule Aval	35	70	0,3	0,4	0,2			3				10	5				1	
Lascous	455	490	0,1	0,9	0,2						2	10	2		2			
La Valette	35	70	0,1	0,6	0,2			1			1	3	2		1	2		
Brousse Varin	35	70	0,1	0,9	0,1			1				8	2		1			
Brousse Varin Est	0	35	0,2	0,4	0,1						4	11	2	1				
Les Forges - 1	385	420	0,5	0,2	0,1				2				2			1		
Brousse Varin Est	35	70	0,1	0,8	0,1						2	13	2		1			
Le Sans Nom	1575	1610	0,1	0,6	0,1			1			1					1		
Le Ruisseau blanc	420	455	0,1	0,5	0,1			1			1						1	
Rochessadoule Amont	175	210	0,1	0,5	0,1			1			1	2	2	1		1		1
Rochessadoule Aval	0	35	0,3	0,3	0,1			3				13	4		2			
Les Forges - 1	490	525	0,4	0,2	0,1			3			2		1		1			
Brousse Varin Ouest	0	35	0,1	0,7	0,1			1				3			1			
Les Grottes - 1	0	35	0,2	0,3	0,1				1			4			2	1		
Chalmeton	0	35	0,4	0,2	0,1			4			1	2			1			
Le Ruisseau blanc	385	420	0,2	0,3	0,1			1			2		1					
Chalmeton	70	105	0,3	0,2	0,1			1	1			1	1		1			
Les Forges - 1	350	385	0,3	0,2	0,1			1	1				2		1			
Les Forges - 1	210	245	0,2	0,3	0,1			2										
Champclauson - 1	35	70	0,1	1,0	0,1						1		2					1
La Vieille Valette	245	280	0,1	1,0	0,1						1							1
La Vieille Valette	280	315	0,1	1,0	0,1						1							1
La Vieille Valette	315	350	0,1	1,0	0,1						1		3			1		1
La Vieille Valette	350	385	0,1	1,0	0,1						1		1			2		1
Champclauson - 1	0	35	0,1	1,0	0,1						1		1	1				1
La Jasse - 3	0	35	0,1	0,9	0,1						1	8	2	2	1		4	1
Le Ruisseau blanc	490	525	0,2	0,3	0,1	1							1					
Chalmeton	35	70	0,3	0,2	0,1				1		1		2		1			
Le Ruisseau blanc	525	560	0,2	0,3	0,1	1												
Rochessadoule Amont	315	350	0,1	0,9	0,1						1		1		2	5		
Champclauson - 1	315	350	0,4	0,1	0,1			1	1		1	1						
Cornas - 1	35	70	0,2	0,2	0,1			2				4	1		1			
La Tavernolle	0	35	0,1	0,6	0,1						1		4			4		
Chalmeton	140	175	0,3	0,1	0,1			2			3	1	1					
Cornas - 2	0	35	0,1	0,6	0,1						1	3	2				2	1
Brousse Varin Ouest	35	70	0,1	0,6	0,1						1	2		3				
Champclauson - 1	350	385	0,1	0,2	0,0			1			1		2		1			
Lascous	35	70	0,2	0,2	0,0			2				10				1		
Lascous	350	385	0,1	0,5	0,0						1	5	1					
Lascous	385	420	0,1	0,5	0,0						1	7	1	1				
Champclauson - 1	210	245	0,3	0,1	0,0				1		1							
La Jasse - 2	35	70	0,1	0,5	0,0						1			3		1	1	
Le Frayssinet	175	210	0,1	0,4	0,0						1				4		1	

Lascous	70	105	0,1	0,3	0,0			1				2	2	1		2		
Rochessadoule Amont	350	385	0,1	0,4	0,0						1				3		1	
La Valette	175	210	0,1	0,4	0,0						1	2	2	1		1		
Puits de Robiac Aval	70	105	0,5	0,0	0,0			2	1		2	1	1					
Le Ruisseau blanc	105	140	0,1	0,4	0,0						1		1	1	2	1		
Affluent de laTrouche	0	35	0,1	0,4	0,0						1			2				
Tunnel Pisani	0	35	0,1	0,4	0,0						1	5	3		1	2		
Les Forges - 1	280	315	0,2	0,1	0,0			2										
Champclauson - 1	280	315	0,2	0,1	0,0				1			1	1					
Le Frayssinet	0	35	0,1	0,3	0,0						1		4	2	5			
Le Ruisseau blanc	350	385	0,1	0,3	0,0						1							
Le Ruisseau blanc	455	490	0,1	0,3	0,0						1							
Les Forges - 1	525	560	0,1	0,3	0,0						1	2					1	
Le Sans Nom	245	280	0,1	0,3	0,0						1	1					1	
Champclauson - 2	0	35	0,3	0,1	0,0			1			4		1					
Lascous	0	35	0,1	0,1	0,0			1				6						
Le Sans Nom	1540	1575	0,1	0,2	0,0						1	5	2					
La Vieille Valette	0	35	0,1	0,2	0,0						1	11	2			3		
La Valette	140	175	0,1	0,2	0,0						1		2					
Le Frayssinet	140	175	0,1	0,2	0,0						1			1	1			
La Jasse - 1	70	105	0,1	0,2	0,0						1			1		1		
Puits de Robiac Aval	0	35	0,4	0,0	0,0			3			3	9						
Les Forges - 1	455	490	0,7	0,0	0,0			3	2			1						
Champclauson - 1	385	420	0,1	0,1	0,0						1				1			
Le Sans Nom	140	175	0,1	0,1	0,0						2	3		1				
Plan incliné des Oules	105	140	0,1	0,1	0,0						2	1						
Chalmeton	210	245	0,3	0,0	0,0			3										
Lascous	490	525	0,1	0,1	0,0						1	6		2				
Champclauson - 1	420	455	0,1	0,0	0,0						2		1					
Champclauson - 1	455	490	0,2	0,0	0,0			1			3							
Plan incliné des Oules	70	105	0,1	0,0	0,0						1	1						
Chalmeton	245	280	0,1	0,0	0,0			1										
Le Sans Nom	210	245	0,1	0,0	0,0						1							
Le Sans Nom	1680	1715	0,1	0,0	0,0						3	1						
Le Ruisseau blanc	140	175	0,1	0,0	0,0						1							
Plan incliné des Oules	140	175	0,1	0,0	0,0						1							
Plan incliné des Oules	0	35	0,1	0,0	0,0						1	1						
Champclauson - 2	35	70	0,1	0,0	0,0						1							
Brousse Varin	105	140	0,0	1,0	0,0							3		1			1	1
La Vieille Valette	385	420	0,0	1,0	0,0													1
La Vieille Valette	420	455	0,0	1,0	0,0											1		1
La Vieille Valette	455	490	0,0	1,0	0,0								1		2	1		
La Jasse - 1	105	140	0,0	1,0	0,0							5	2	2		2	2	1
Les Forges - 1	0	35	0,0	1,0	0,0										1		1	

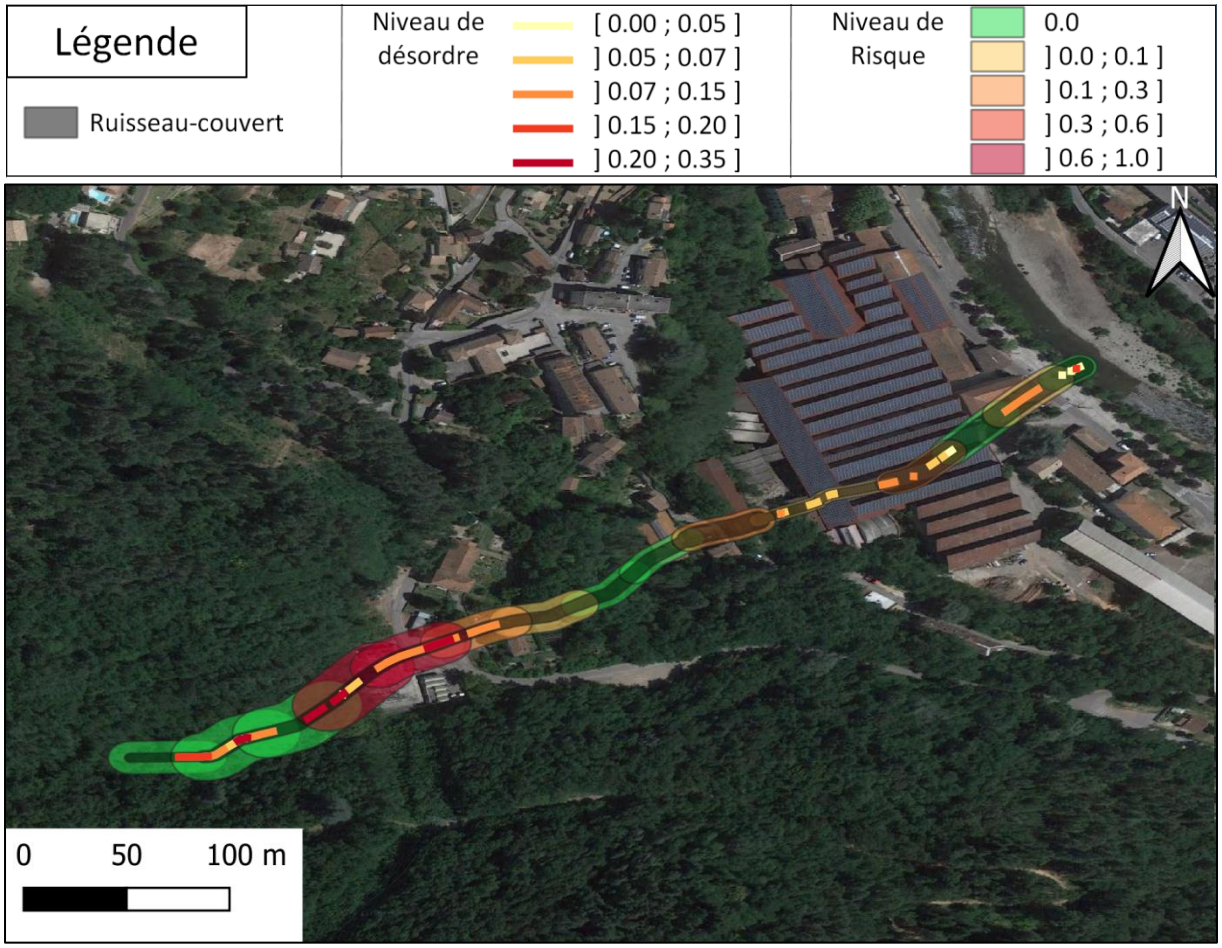
Les Forges - 1	35	70	0,0	1,0	0,0							5	3	1	1	4	1	1
Les Forges - 1	70	105	0,0	1,0	0,0							1				1		1
Brousse Varin Est	70	105	0,0	1,0	0,0							6		1				1
Tunnel Pisani	105	140	0,0	1,0	0,0								1				3	1
Brousse Varin Ouest	140	175	0,0	1,0	0,0							1		1	1			1
Tunnel Pisani	70	105	0,0	1,0	0,0							1	5		4	8		1
La Jasse - 3	35	70	0,0	0,8	0,0							7	7	1				
Le Frayssinet	35	70	0,0	0,6	0,0							4		2	3	1	1	
Lascous	420	455	0,0	0,6	0,0							11	4					
Le Frayssinet	70	105	0,0	0,6	0,0							2	1	3	2		1	
Brousse Varin Ouest	70	105	0,0	0,6	0,0							3	1		1	1		
Le Ruisseau blanc	280	315	0,0	0,5	0,0											1		
Tunnel Pisani	35	70	0,0	0,5	0,0							3	2	1	2	3		
La Jasse - 2	0	35	0,0	0,5	0,0							1	5			2	1	
Le Sans Nom	175	210	0,0	0,4	0,0								1			1	1	
La Valette	70	105	0,0	0,4	0,0								6		1	1		
La Vieille Valette	490	525	0,0	0,4	0,0							1	1					
La Jasse - 1	0	35	0,0	0,4	0,0							3	5		1	2		
Le Sans Nom	1610	1645	0,0	0,4	0,0													
La Valette	210	245	0,0	0,4	0,0							7	1	1			1	
Le Sans Nom	315	350	0,0	0,3	0,0							1	2				1	
Cornas - 1	0	35	0,0	0,3	0,0							1		1				1
Le Ruisseau blanc	560	595	0,0	0,3	0,0								1		1			
Le Ruisseau blanc	245	280	0,0	0,3	0,0									1				
Le Ruisseau blanc	315	350	0,0	0,3	0,0													
Brousse Varin Ouest	105	140	0,0	0,3	0,0							7	1		1			
Lascous	175	210	0,0	0,3	0,0							9	1	2	2			
Le Ruisseau blanc	595	630	0,0	0,3	0,0							1						
La Valette	105	140	0,0	0,3	0,0							2					1	
Plan incliné des Oules	175	210	0,0	0,3	0,0												1	
Lascous	210	245	0,0	0,2	0,0							3	3	1				
Le Ruisseau blanc	70	105	0,0	0,2	0,0									1	3			
Lascous	280	315	0,0	0,2	0,0							2	4					
Le Ruisseau blanc	0	35	0,0	0,2	0,0							1				1		
Lascous	105	140	0,0	0,2	0,0							9	4			1		
Lascous	315	350	0,0	0,2	0,0							2		1				
Lascous	245	280	0,0	0,2	0,0							2						
Lascous	630	665	0,0	0,2	0,0									2	1			
Le Ruisseau blanc	210	245	0,0	0,2	0,0								2			2		
Plan incliné des Oules	35	70	0,0	0,2	0,0							1			1			
Lascous	665	700	0,0	0,1	0,0										1			
Lascous	140	175	0,0	0,1	0,0							1				1		
Le Ruisseau blanc	35	70	0,0	0,1	0,0											1		
Le Frayssinet	105	140	0,0	0,1	0,0								2	2				

La Jasse - 1	35	70	0,0	0,1	0,0							2	2	1				
Lascous	525	560	0,0	0,1	0,0							3		1				
Le Ruisseau blanc	630	665	0,0	0,1	0,0							2						
Affluent de laTrouche	35	70	0,0	0,1	0,0													
Le Ruisseau blanc	175	210	0,0	0,0	0,0							2	1					
Le Sans Nom	280	315	0,0	0,0	0,0							1	1					
Le Ruisseau blanc	665	700	0,0	0,0	0,0							1						
Chalmeton	105	140	0,0	0,0	0,0								1					
La Valette	245	280	0,0	0,0	0,0								1					
Lascous	560	595	0,0	0,0	0,0													
Lascous	595	630	0,0	0,0	0,0							1						
Le Sans Nom	1645	1680	0,0	0,0	0,0							3						
Les Forges - 1	245	280	0,0	0,0	0,0													
La Jasse - 2	70	105	0,0	0,0	0,0													
Rochessadoule Aval	70	105	0,0	0,0	0,0													

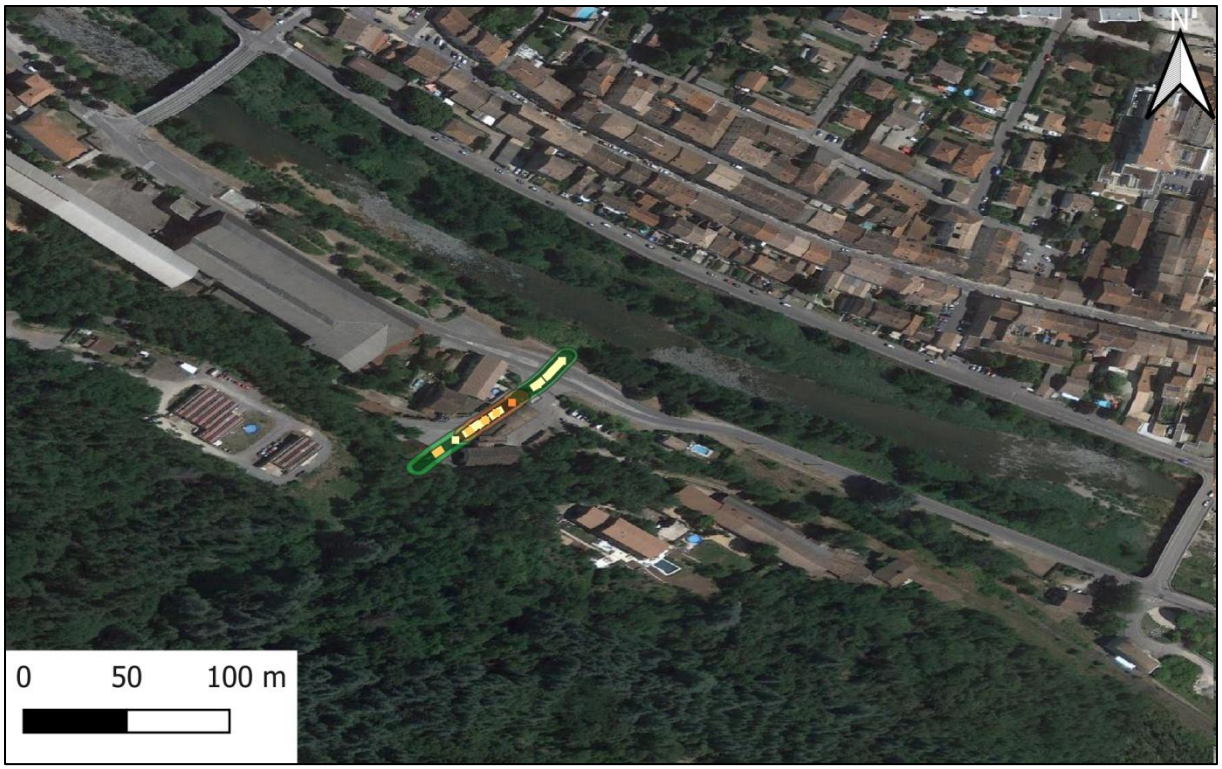
Annexe K : Cartographie des désordres relevés, des zones d'effondrement potentiel et des notes de risques associées



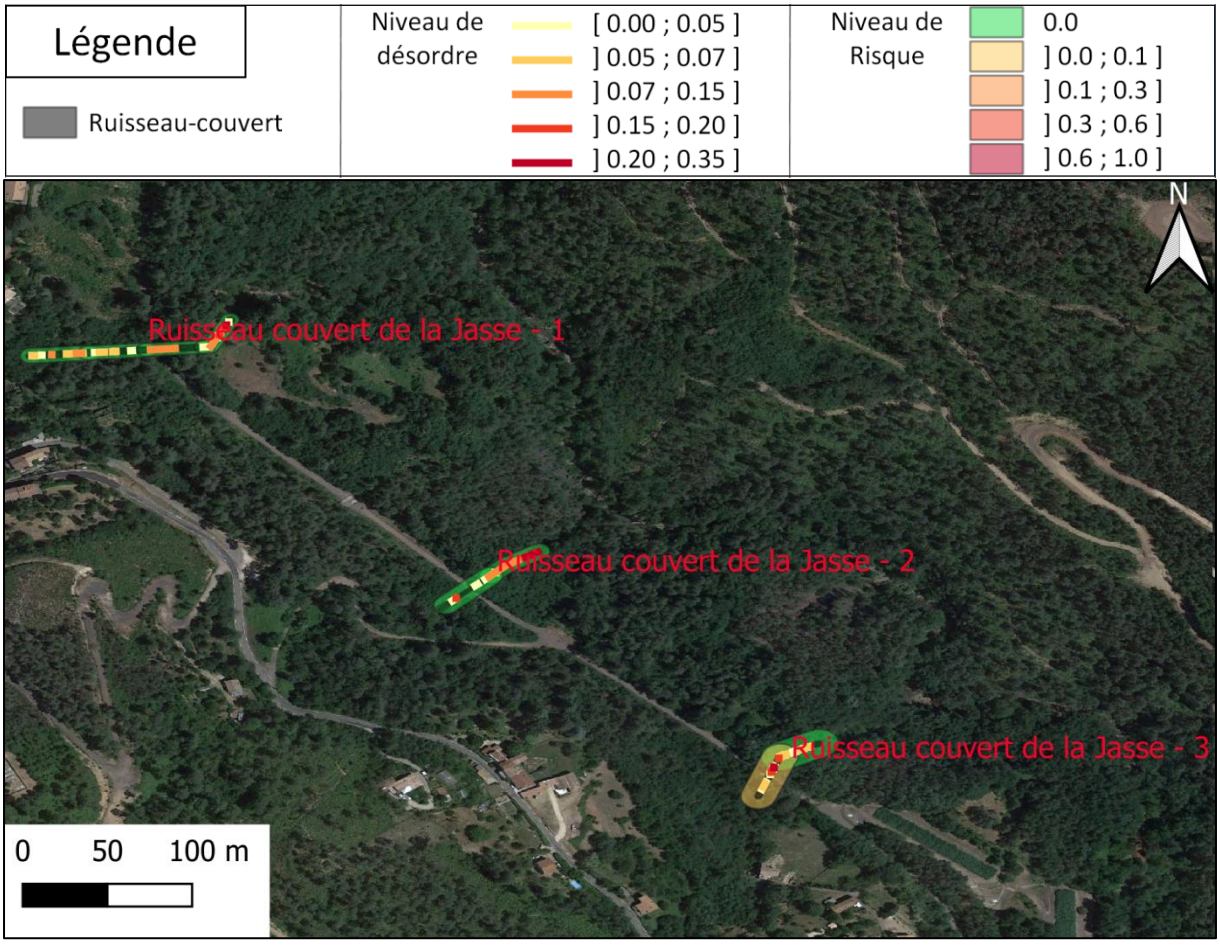
Annexe 1 : Ruisseau couvert les Grottes - 1 et de la Cantonnade, Bessèges



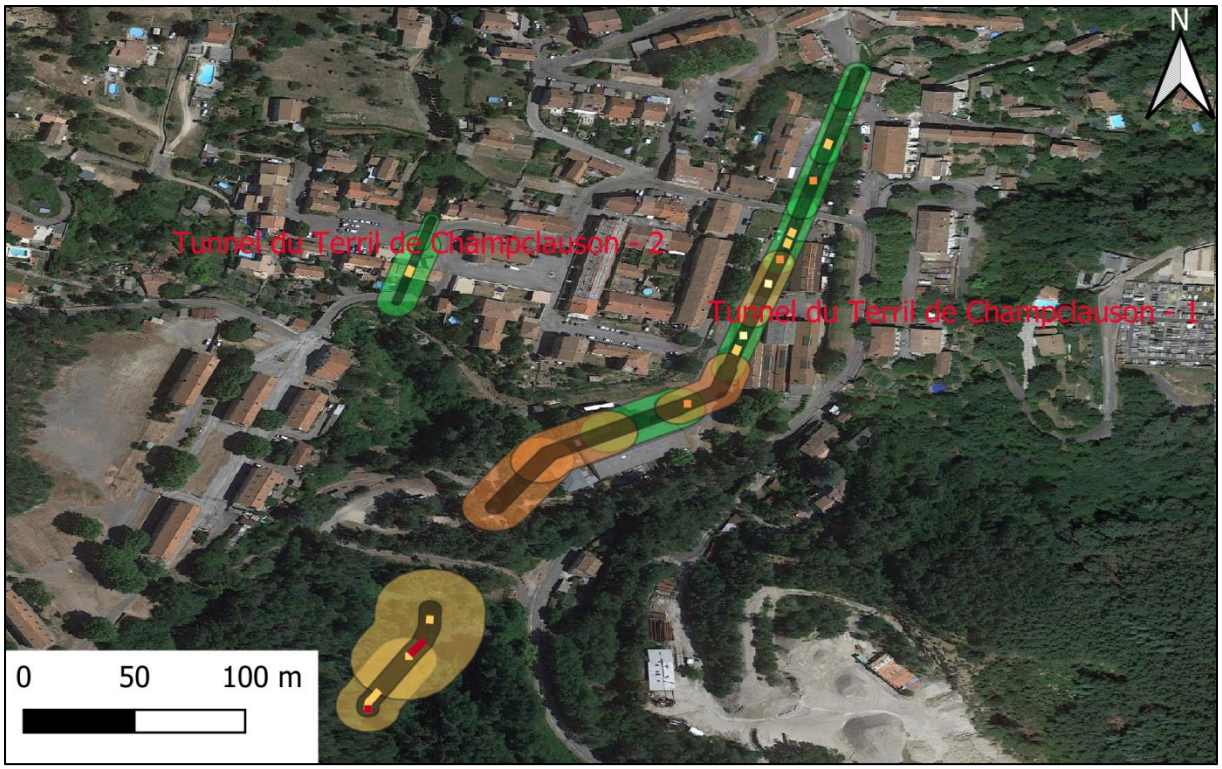
Annexe 2 : Ruisseau couvert Les Forges - 1, Bessèges



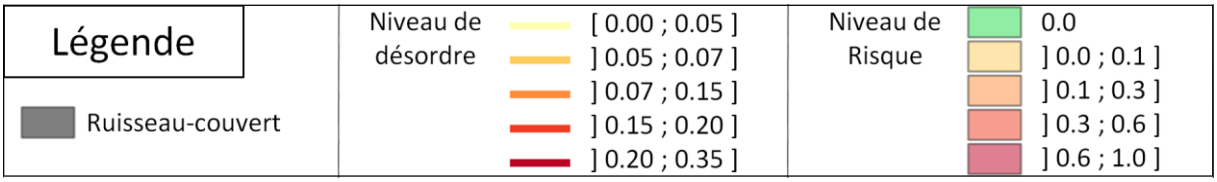
Annexe 3 : Puits de Robiac aval, Bessèges

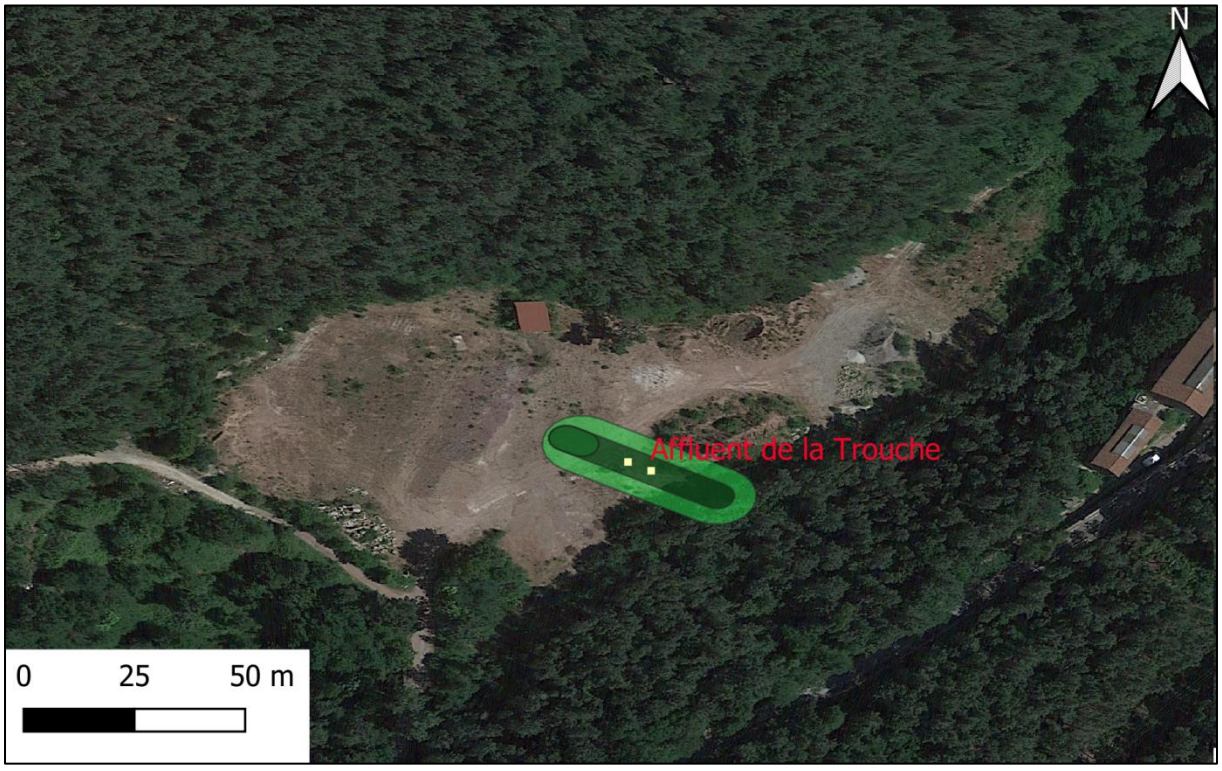


Annexe 4 : Ruisseau couvert de la Jasse - 1, de la Jasse - 2, de la Jasse - 3, Chamborigaud

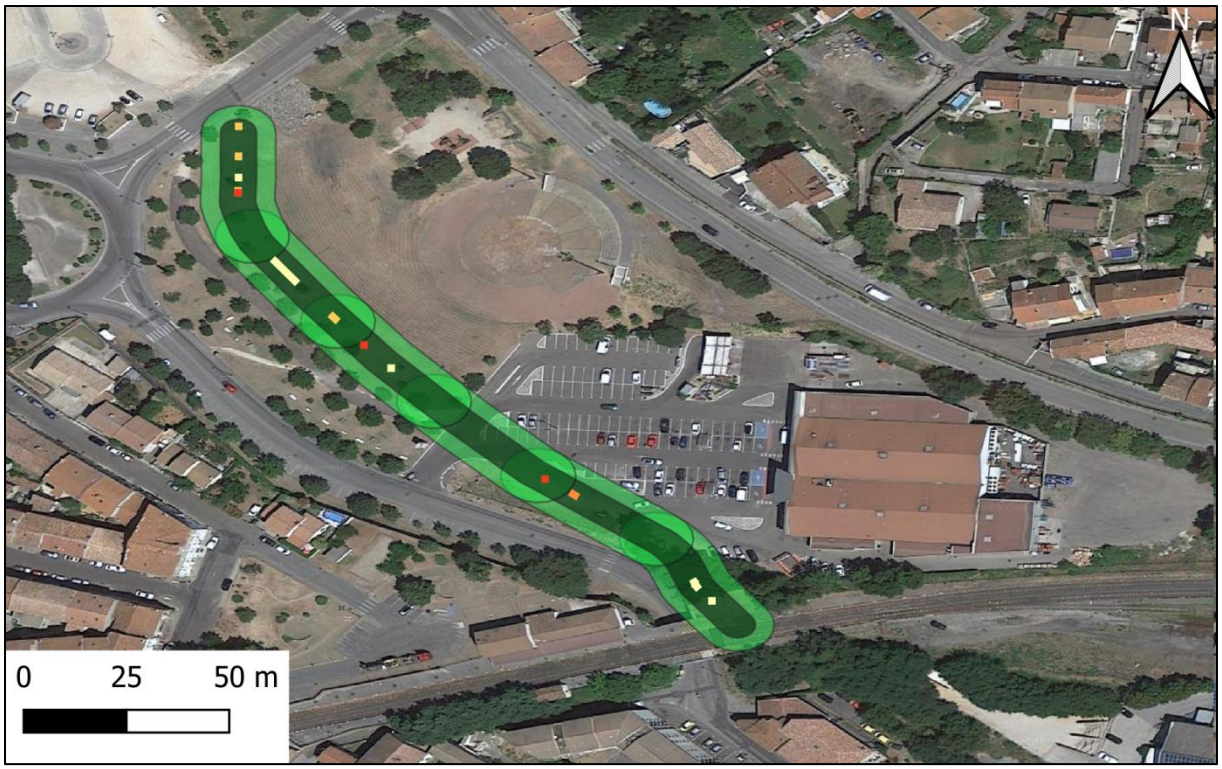


Annexe 5 : Tunnel du Terril de Champclauson - 1 et de Champclauson – 2, La Grand-Combe

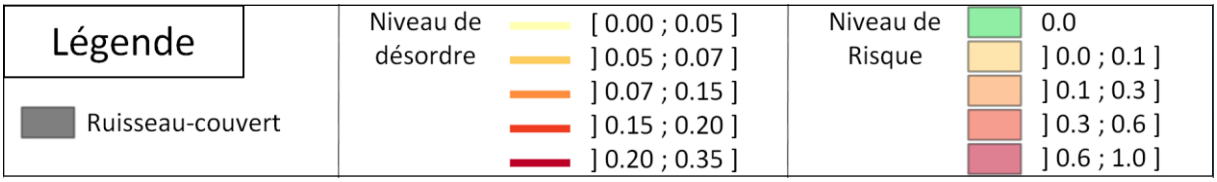


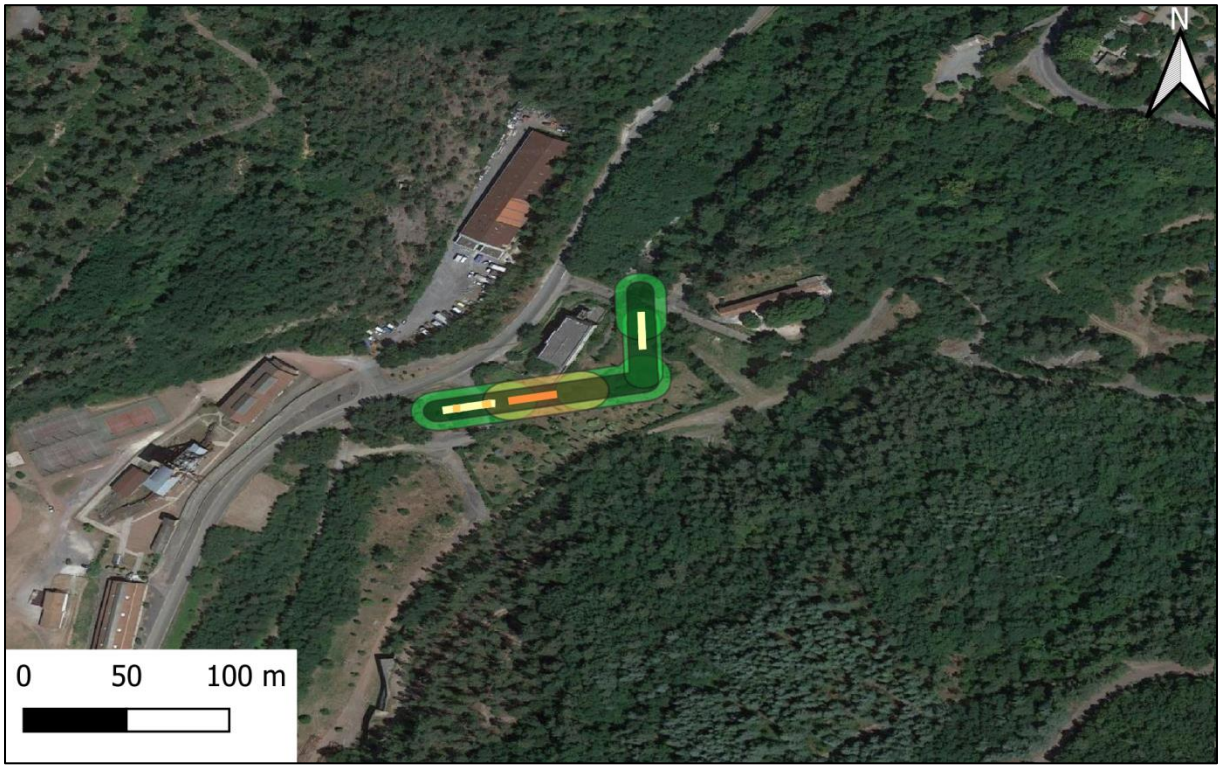


Annexe 6 : Affluent de la Trouche, La Grand-Combe

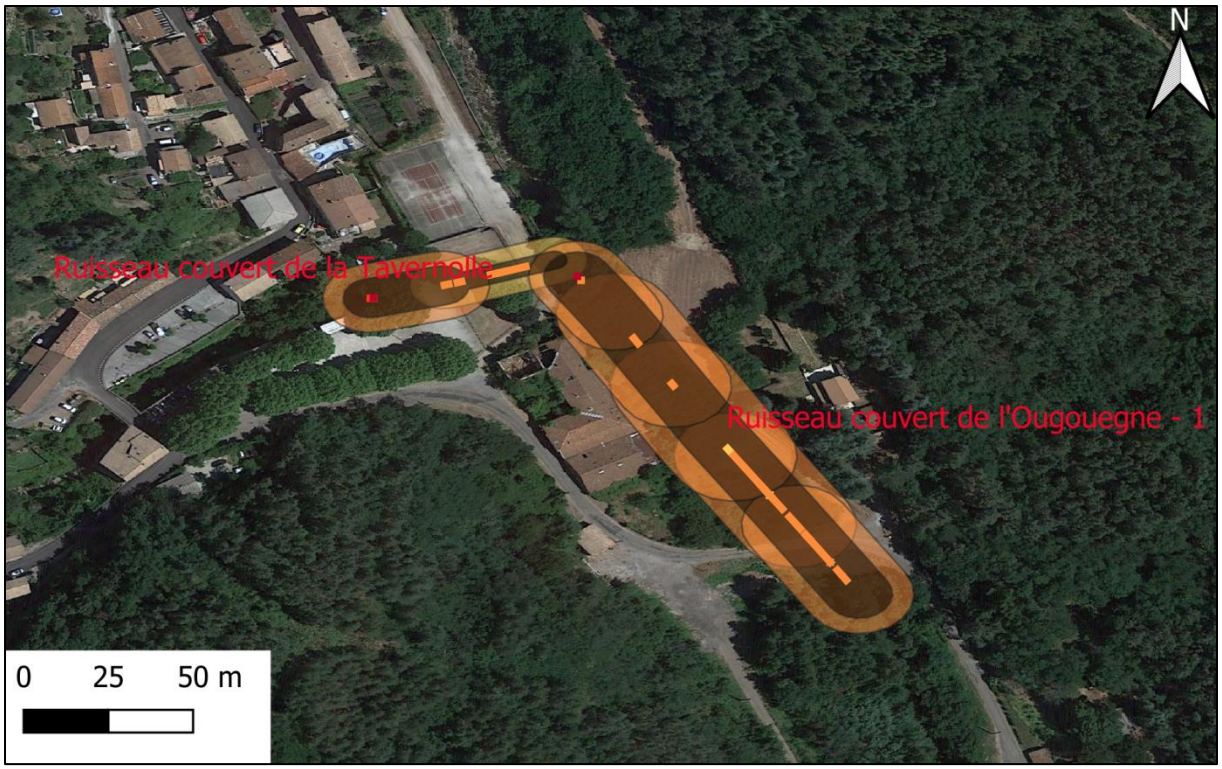


Annexe 7 : Ruisseau couvert du Sans Nom partie 1, La Grand-Combe

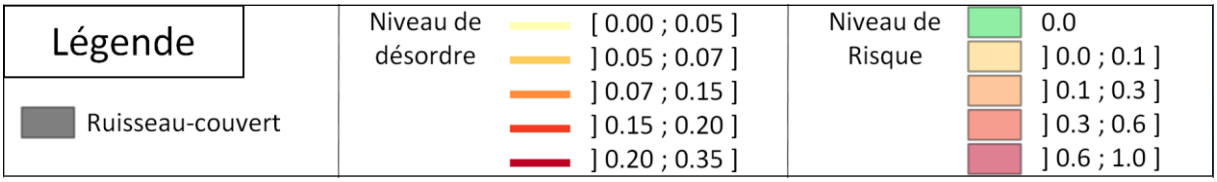


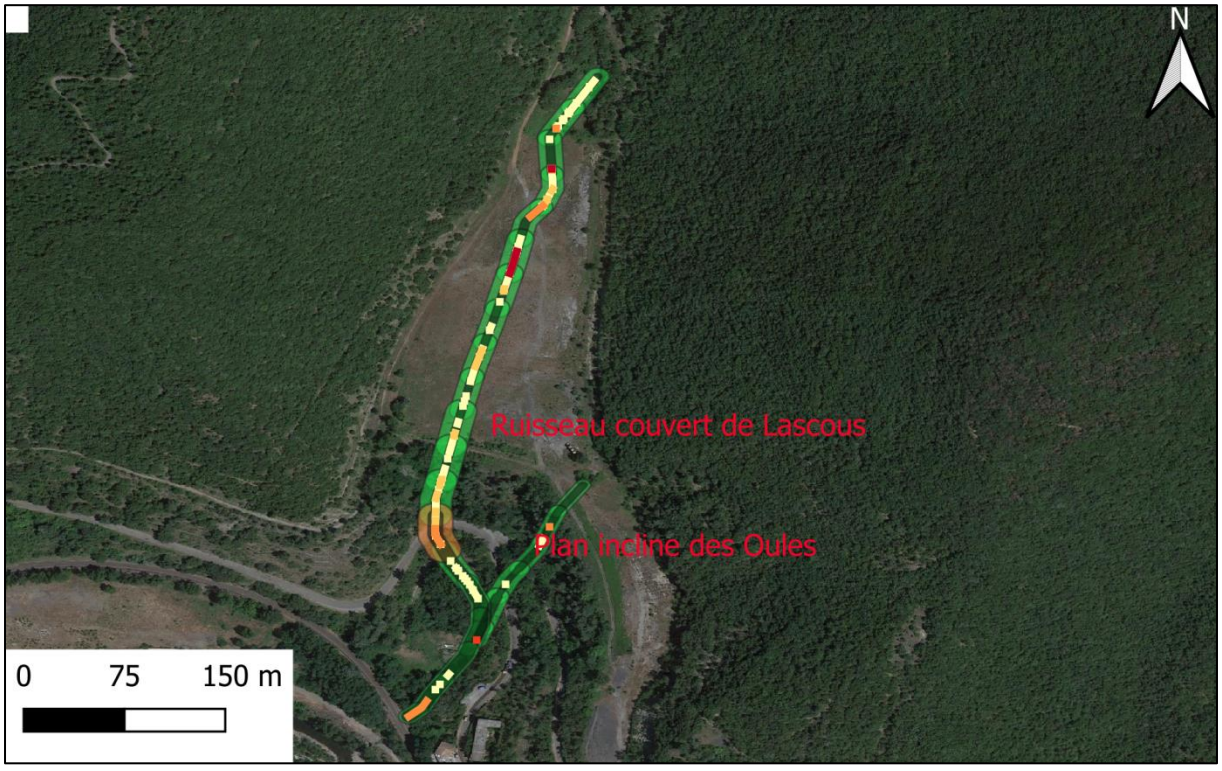


Annexe 8 : Ruisseau couvert du Sans Nom partie 2, La Grand-Combe

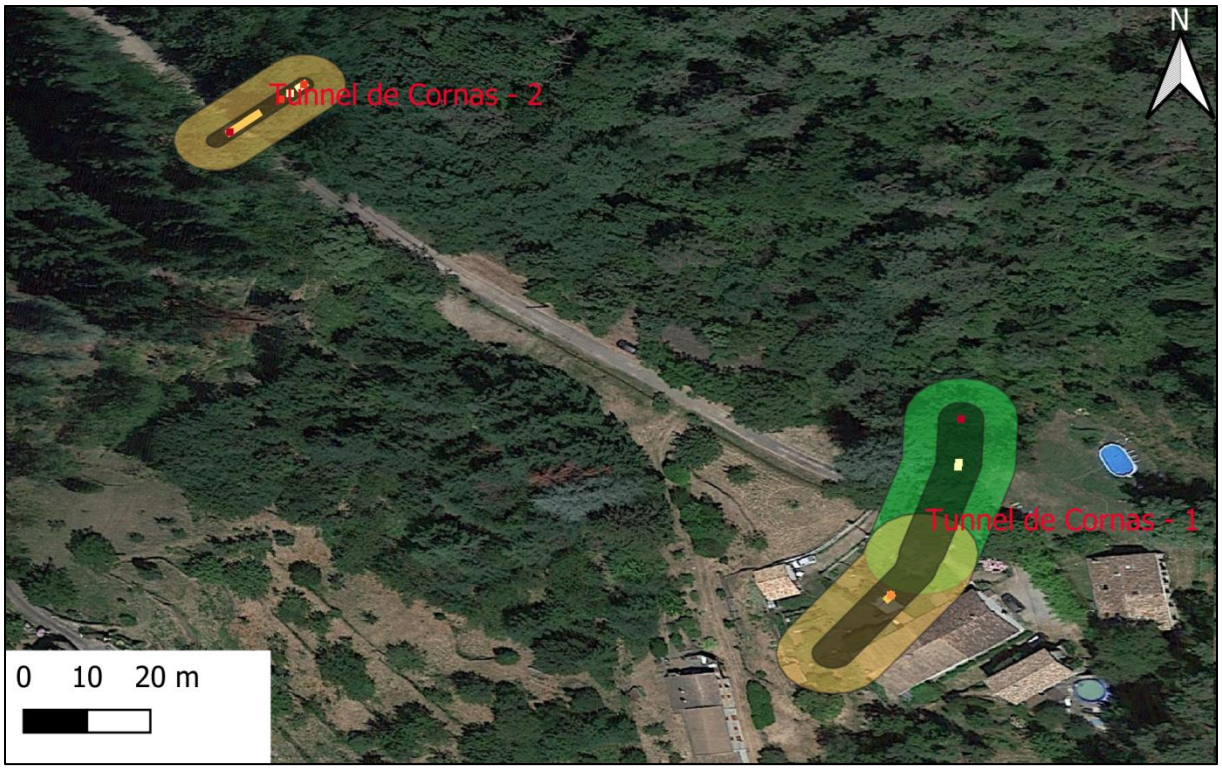


Annexe 9 : Ruisseau couvert de l'Ougouègne - 1 et de la Tavernolle, La Vernarède



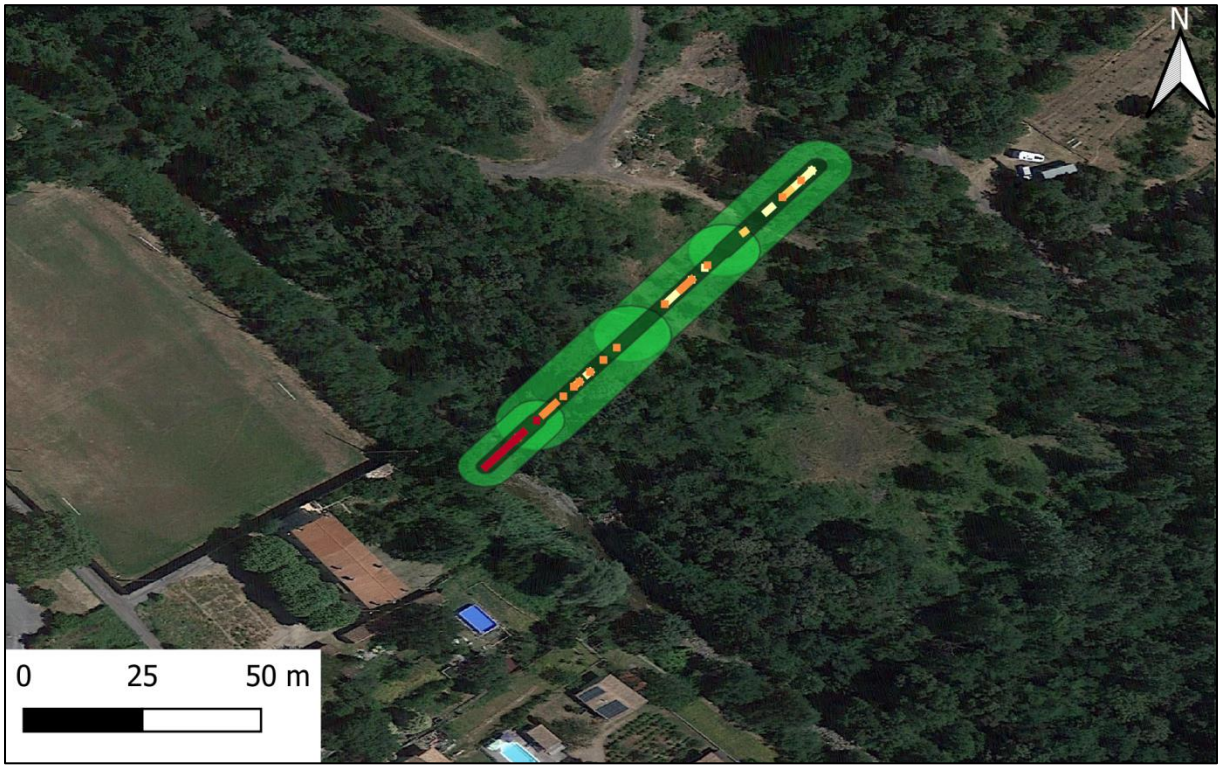


Annexe 10 : Ruisseau couvert de Lascous et Plan incliné des Oules, La Vernarède



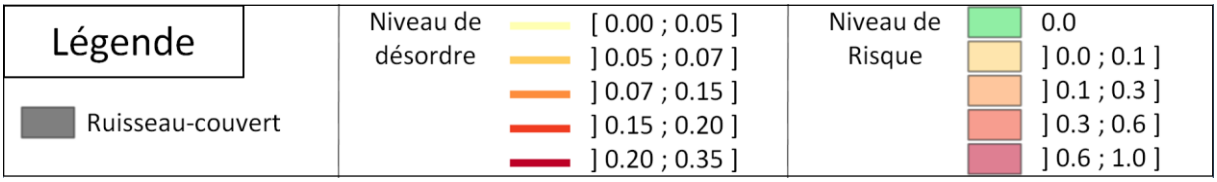
Annexe 11 : Tunnel de Cornas - 1 et Tunnel de Cornas - 2, Le Chambon

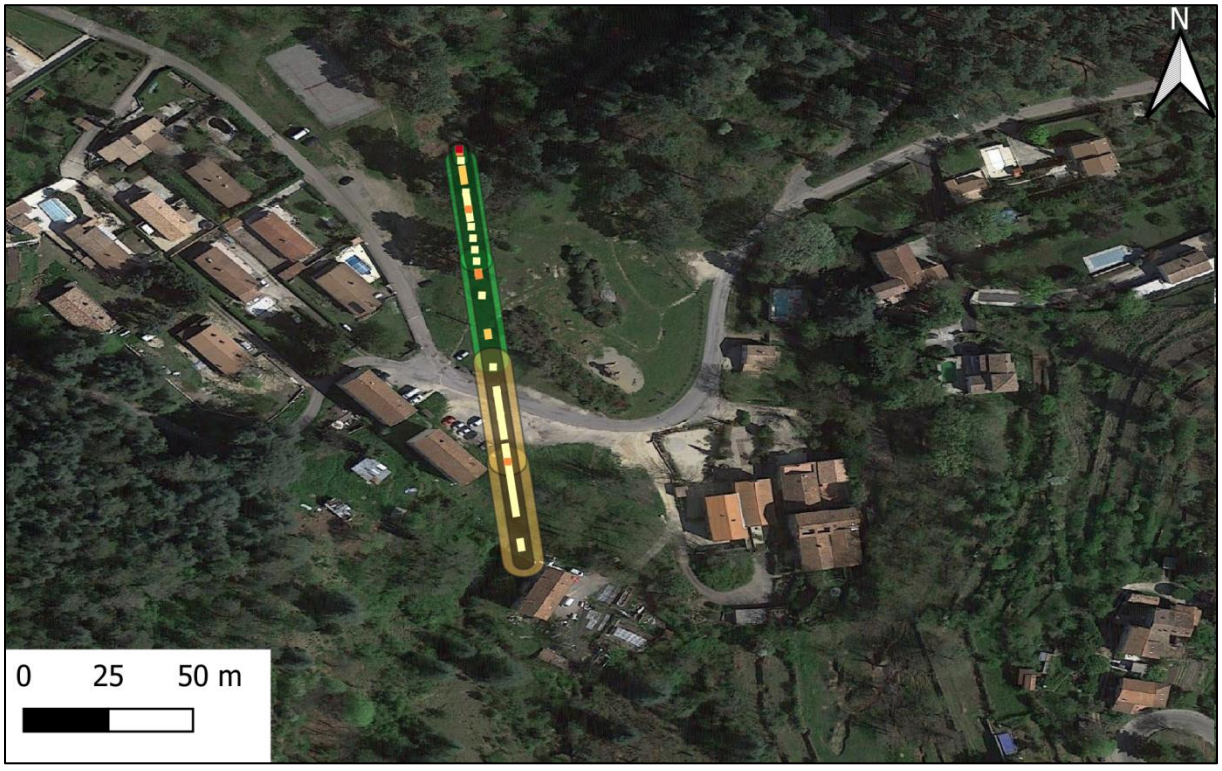
Légende	Niveau de désordre	Niveau de Risque
Ruisseau-couvert	[0.00 ; 0.05]	0.0
	] 0.05 ; 0.07]	] 0.0 ; 0.1]
	] 0.07 ; 0.15]	] 0.1 ; 0.3]
	] 0.15 ; 0.20]	] 0.3 ; 0.6]
	] 0.20 ; 0.35]	] 0.6 ; 1.0]



Annexe 12 : Tunnel Pisani, Le Martinet

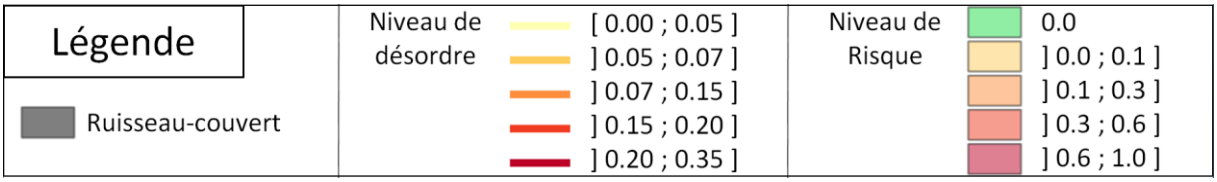
Annexe 13 : Tunnel non inventorie de Brousse Varin et Tunnel de Brousse Varin Ouest, Molières-sur-Cèze



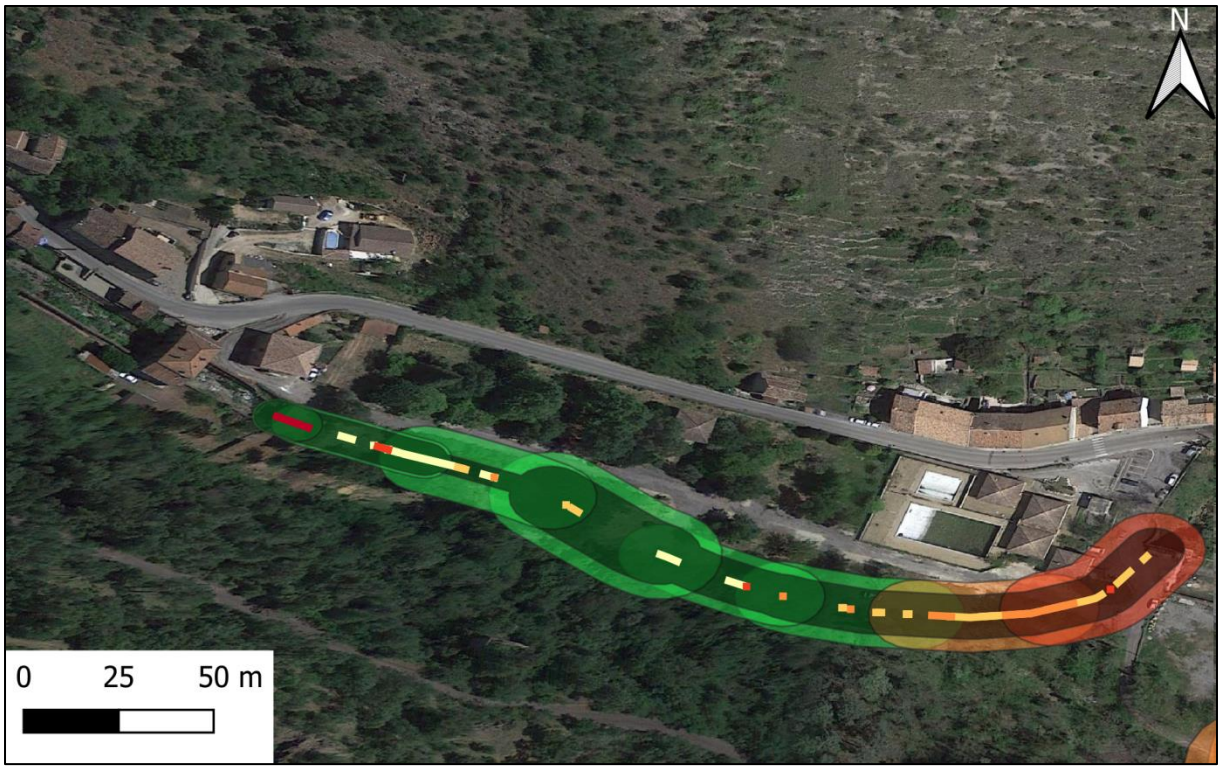


Annexe 14 : Tunnel de Brousse Varin Ouest, Molières-sur-Cèze

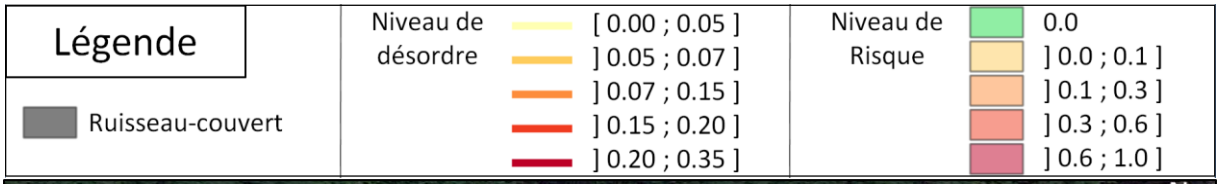
Annexe 15 : Ruisseau couvert de Chalmeton, Molières-sur-Cèze

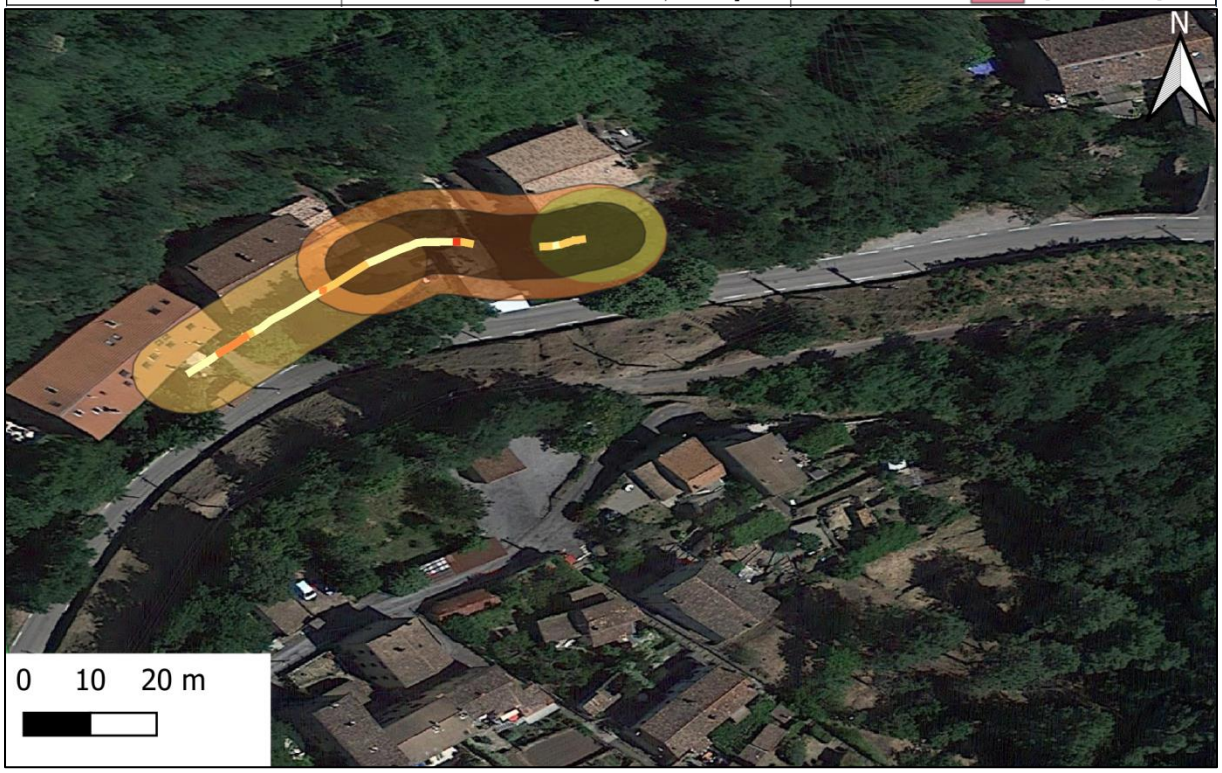


Annexe 16 : Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont, Robiac-Rochessadoule

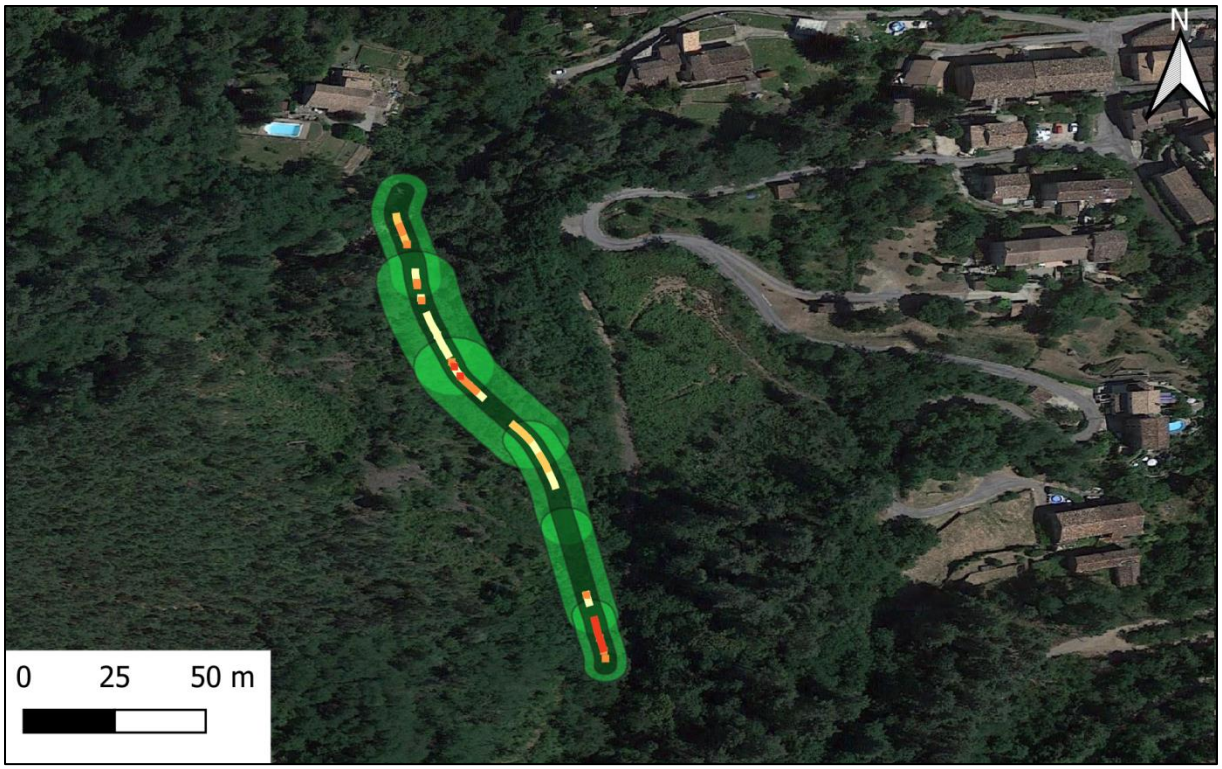


Annexe 17 : Ruisseau couvert de la Valette, Robiac-Rochessadoule

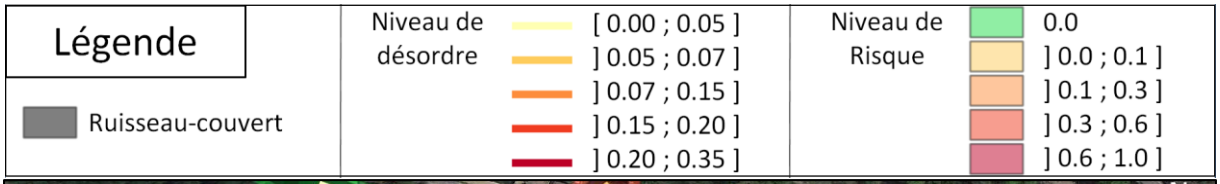


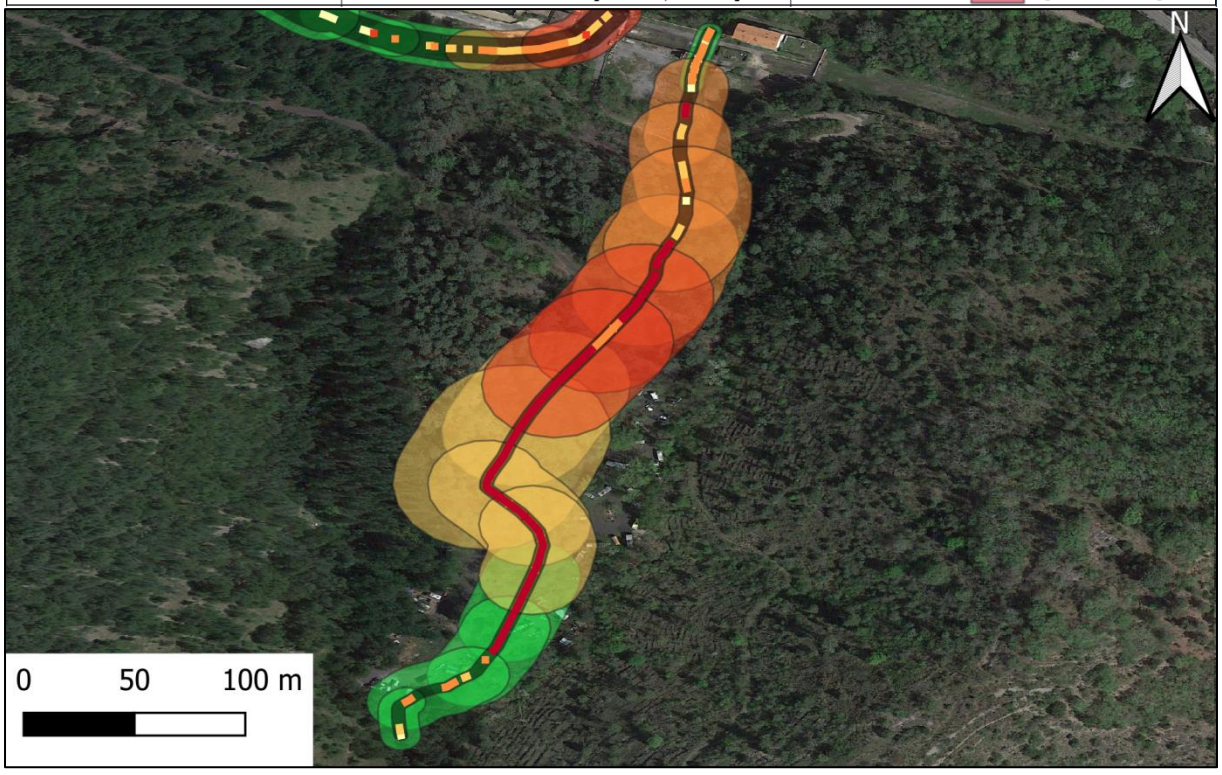


Annexe 18 : Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval, Robiac-Rochessadoule



Annexe 19 : Ruisseau couvert de Frayssinet, Robiac-Rochessadoule





Annexe 20 : Ruisseau couvert de la Vieille Valette, Robiac-Rochessadoule

Annexe 21 : Ruisseau couvert du ruisseau blanc, Saint Martin de Valgalgues

Annexe L : Questionnaire envoyé aux experts et élus pour la détermination des pondérations pour la méthode AHP

IMT Mines Alès
École Mines-Télécom

Thibault JEANNIN, Doctorant
LGEI – 7 Rue Jules Renard
30100 Alès

A Alès, le 17 Mars 2019

Objet : Sollicitation de maires pour une étude de risque sur les ruisseaux couverts

Madame, Monsieur le Maire,

Par la présente, je me permets de vous solliciter dans le cadre du projet EREDOS financé par un FUI (Fonds Unique Interministériel). Ce projet est le support d'une activité de recherche et de doctorat menée à l'IMT Mines Alès en collaboration avec un binôme d'élèves ingénieures (Chîrine AMODE et Joëlla PRIAM). Nous traitons de la problématique des ruisseaux couverts qui sont d'anciens tunnels dont certains menacent de s'effondrer. Ces tunnels ont été construits dans des vallées encaissées des Cévennes pour permettre le stockage de stériles miniers tout en permettant le passage de l'eau. 72 ruisseaux couverts ont été recensés dans le Gard pour une longueur totale cumulée de 32 km. Les 28 ouvrages étudiés lors de ce projet s'étalent sur 6 km, impactent 10 villes ou villages, 120 bâtiments et 150 routes. L'effondrement d'un ruisseau couvert à Robiac-Rochessadoule en 2012 pose la question de la gestion du risque effondrement sur les 72 ruisseaux recensés.

Nous souhaitons développer une méthode de hiérarchisation des risques afin de prioriser la remise en état des ruisseaux couverts. Nous sollicitions ainsi votre aide pour établir une pondération relative des critères nécessaires à la hiérarchisation des risques. La méthode définie nous servira également dans le cas d'inventaires complémentaires sur les ruisseaux couverts. Vous nous seriez d'une aide précieuse si vous pouviez répondre au questionnaire ci-joint et nous vous remercions par avance pour le temps que vous pourrez y consacrer.
Les réponses au questionnaire pourront nous être retournées par mail ou sous format papier aux coordonnées ci-dessous.

Si vous avez la moindre question, n'hésitez pas à nous contacter (cf. ci-dessous). Nous vous remercions par avance du temps que vous consacrerez à notre dossier.

Veuillez agréer, Madame, Monsieur, nos salutations distinguées.

Pour l'équipe projet, Thibault Jeannin

Mes coordonnées :

04 66 78 27 63 (contact à privilégier)
04 66 78 56 67 (en cas de problèmes)

Thibault.Jeannin@mines-ales.fr

Thibault Jeannin, Doctorant
LGEI - 7 Rue Jules Renard
30100 Alès

1.1. Documentation sur les Ruisseaux Couverts

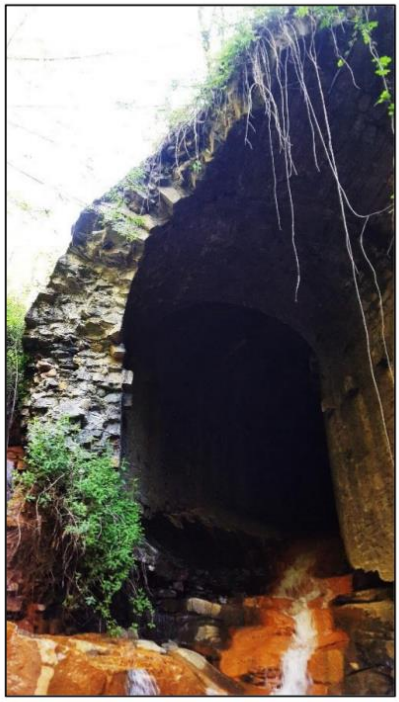


Fig.1.Photographie d'un ruisseau couvert dans le Gard (Quentin MOUREY)

Sur la photographie ci-contre, nous pouvons observer un ruisseau couvert situé dans le Gard. Il mesure 7,5 m de haut sur 5 m de large.

En 2012, un ruisseau couvert s'est effondré dans la commune de Robiac-Rochessadoule dans le Gard, créant un effondrement de 30 m de diamètre et de 7 m de profondeur. Un terrain de tennis, un terrain de foot, une aire de jeux pour enfants et une route ont été détruits par l'effondrement. Toutefois, aucune victime n'est à déplorer. La route et la zone effondrée ont été délimitées et interdites d'accès pendant deux années, le temps des réparations.

Fig.2.Photographie de l'effondrement du ruisseau couvert Rochessadoule à Robiac-Rochessadoule dans le Gard (GEODERIS 2012)

IMT Mines Alès
École Mines-Télécom

1.2. Méthodologie de réponse

Voici un exemple d'application de la méthode :

- Sélectionner d'abord un couple de critères et indiquer dans la case la lettre correspondant au critère le plus fort
- Préciser ensuite le niveau d'importance relatif du critère le plus fort par rapport au critère le plus faible grâce à l'échelle de Saaty (fig.3) ci-dessous
- Les cases grisées ne sont pas à remplir
- Réitérer la démarche pour chaque couple de critères, correspondant à chacune des cases

Appréciation	Degré d'importance	Description du degré d'importance
Un critère est **aussi important** que l'autre	=	**Aussi important**
Un critère est **un peu plus important** que l'autre	=+	**3 fois plus important**
Un critère est **plus important** que l'autre	+	**5 fois plus important**
Un critère est **beaucoup plus important** que l'autre	++	**7 fois plus important**
Un critère est **extrêmement plus important** que l'autre	+++	**9 fois plus important**

Fig.3.Echelle de Saaty

Critère	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*
A					
B	B (=+)				
C	C (+++)	(=)			
D	A (=+)	B (++)	C (+)		
E	E (=+)	(=)	C (=+)	E (=+)	

Fig.4.Exemple de remplissage du tableau de comparaison des couples de critères

B est gagnant par rapport à A B est **un peu plus important** que A **B (=+)**	Il n'y a pas de critère gagnant C est **aussi important** que B **(=)**
C est gagnant par rapport à A C est **extrêmement plus important** que A **C (+++)**	B est gagnant par rapport à D B est **beaucoup plus important** que D **B (++)**
A est gagnant par rapport à D A est **un peu plus important** que D **A (=+)**	C est gagnant par rapport à B C est **plus important** que B **C (+)**
…	…

Fig.5. Détail du remplissage du tableau

IMT Mines Alès
École Mines-Télécom

1.3. Questionnaire : Hiérarchisation des enjeux

1.3.1. Tableaux à remplir

Nous avons classifié les enjeux dans le tableau ci-dessous.

A	B	C	D	E	F	G	H
Matériels	Energie	Zones Résidentielles	Locaux industriels	Réseau routier et ferroviaire secondaire	*ERP de catégorie 3 à 5	Réseau routier et ferroviaire primaire	*ERP de catégorie 1 à 2
Pylônes, lignes électriques…	Transformateurs, château d'eau…	Habitations	Garages, carrosserie, usine…	Infrastructures régionales ou locales	Musée, restaurants, terrains de sport, esplanade, sites religieux…	Infrastructures nationales	Hôpitaux, écoles, centres commerciaux

*ERP : D'après la définition du site officiel de l'administration française, les ERP sont les Etablissements Recevant du Public, c'est à dire des bâtiments dans lesquels des personnes extérieures sont admises. Peu importe que l'accès soit payant ou gratuit, libre, restreint ou sur invitation.

Fig.6.Tableau des enjeux associés aux ruisseaux couverts

Catégories d'ERP en fonction de la capacité d'accueil	
Effectif admissible	**Catégorie**
A partir de 1 501 personnes	1
De 701 à 1 500 personnes	2
De 301 à 700 personnes	3
Jusqu'à 300 personnes	4
En fonction de seuils d'assujettissement	5

Fig.7.Tableau des catégories d'ERP

IMT Mines Alès
École Mines-Télécom

Appréciation	Degré d'importance	Description du degré d'importance
Un critère est **aussi important** que l'autre	=	Aussi important
Un critère est **un peu plus important** que l'autre	=+	3 fois plus important
Un critère est **plus important** que l'autre	+	5 fois plus important
Un critère est **beaucoup plus important** que l'autre	++	7 fois plus important
Un critère est **extrêmement plus important** que l'autre	+++	9 fois plus important

Fig.8. Echelle de Saaty

Veuillez compléter le tableau suivant :

-	-	A	B	C	D	E	F	G	H
-	Critères	Matériels	Energie	Zones Résidentielles	Locaux Industriels	Réseau secondaire	ERP : cat 3 à 5	Réseau primaire	ERP : cat 1 à 2
A	Matériels								
B	Energie								
C	Zones Résidentielles								
D	Locaux Industriels								
E	Réseau secondaire								
F	ERP : cat 3 à 5								
G	Réseau primaire								
H	ERP : cat 1 à 2								

Fig.9. Tableau de comparaison des enjeux

1.4. Questionnaire : Hiérarchisation des désordres pour définir un niveau d'aléa effondrement

1.4.1. Définitions des désordres

Nous appelons désordres les altérations de la structure des ruisseaux couverts qui affaiblissent et qui affectent sa stabilité.

1.4.2. Schémas des types de désordres subis par les ruisseaux couverts

Cette liste rassemble la plupart des défauts, anomalies, désordres ou déformations rencontrés dans les ruisseaux couverts visités.

L'exhaustivité ne pouvant être obtenue dans ce domaine, nous avons tenté de recenser les désordres les plus souvent observés ou les plus caractéristiques. Les termes choisis pour les désordres ont pour but d'uniformiser le langage employé et de simplifier la classification.

Ci-dessous figure une schématisation d'un ruisseau couvert. La figure 10 représente la vue de face d'un ruisseau couvert. La figure 11 représente la vue de profil de ce même ruisseau couvert.

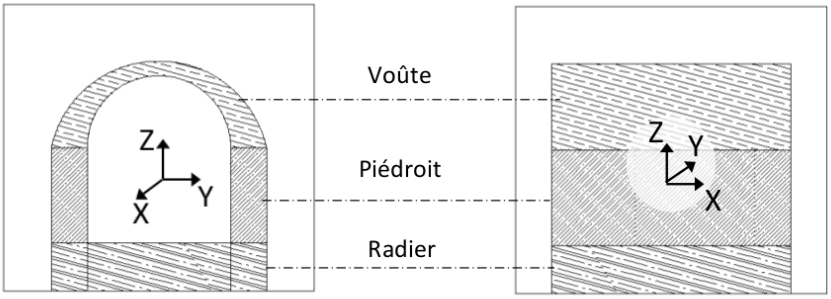
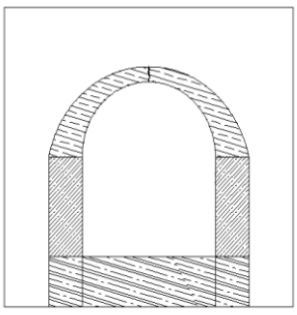


Fig.10.Vue de face du ruisseau couvert

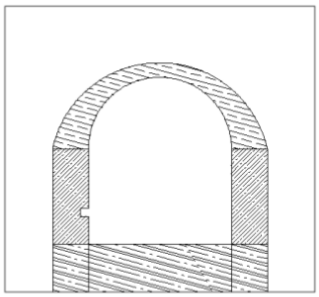
Fig.11.Vue de profil du ruisseau couvert

Fig. 12. Fissures

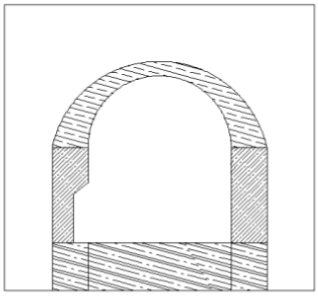


Fissures longitudinales, transversales et obliques

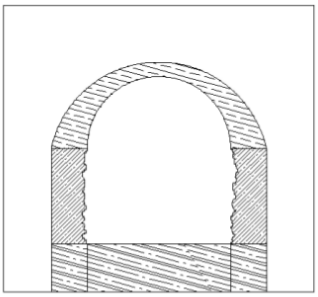
Fig.13. Perte de moellons à l'unité ou par panneau dans les piédroits



Pertes de blocs à l'unité

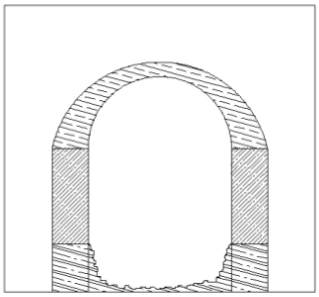


Pertes de blocs par panneaux



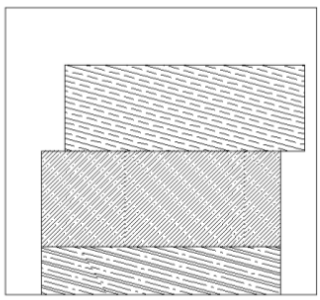
Ecaillages des piédroits

Fig.14. Erosion du radier

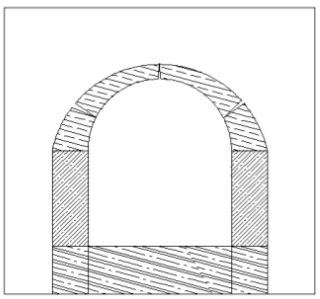


Erosion du radier

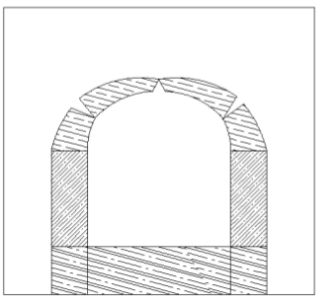
Fig.15. Déformation de la voûte



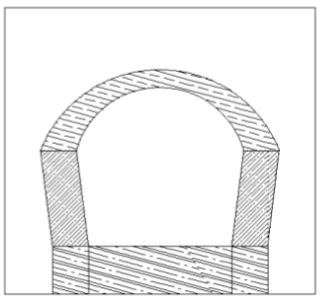
Désolidarisations de la voûte et des piédroits



Rotules

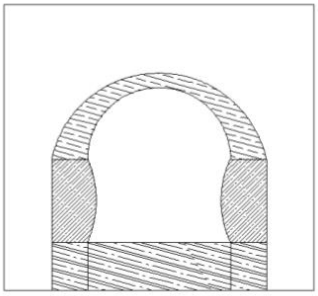


Aplatissements de la voûte



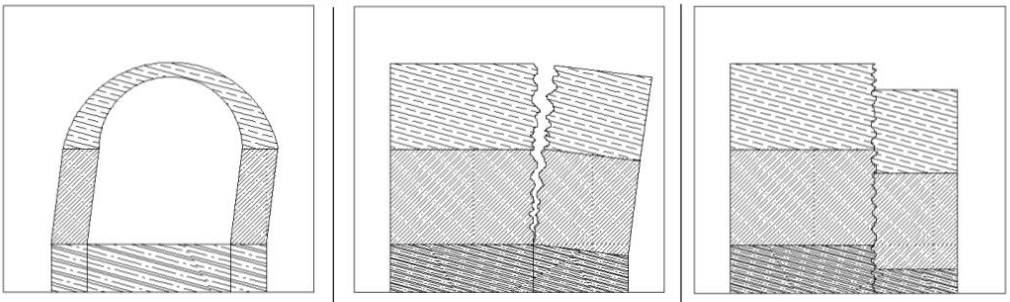
Déformations du profil

Fig.16. Déformation des piédroits



Ventres

Fig.17. Basculement de la structure

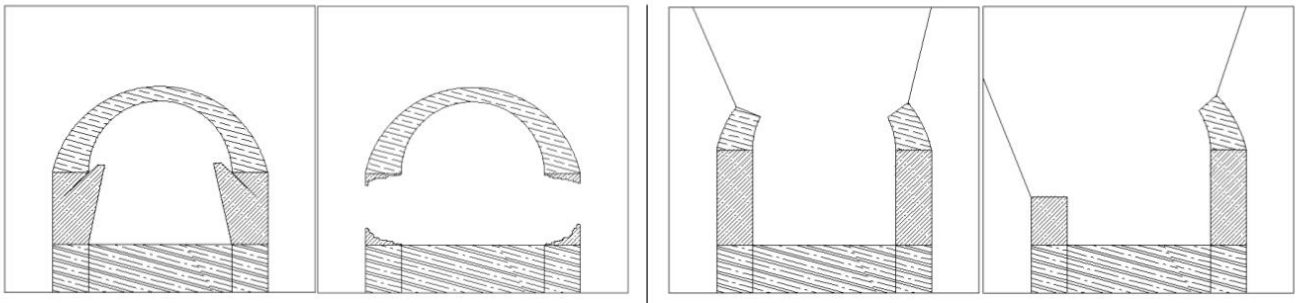


Basculements de côté

Basculements vers l'extérieur

Glissements

Fig.18. Effondrement des piédroits ou de la voûte



Effondrement des piédroits

Effondrement de la voûte – Cloches d'effondrement

1.4.3. Classification des désordres subis par les ruisseaux couverts

Nous rangeons les différentes familles de désordres dans le tableau suivant.

A	B	C	D	E	F	G
Fissures	**Perte de moellons à l'unité ou par panneau dans les piédroits**	**Erosion du radier**	**Déformation de la voûte**	**Déformation des piédroits**	**Basculement de la structure**	**Effondrement des piédroits ou de la voûte**

Fig.19 Tableau des différents désordres

Nous rappelons ci-dessous l'échelle de Saaty.

Appréciation	Degré d'importance	Description du degré d'importance
Un critère est **aussi important** que l'autre	=	Aussi important
Un critère est **un peu plus important** que l'autre	=+	3 fois plus important
Un critère est **plus important** que l'autre	+	5 fois plus important
Un critère est **beaucoup plus important** que l'autre	++	7 fois plus important
Un critère est **extrêmement plus important** que l'autre	+++	9 fois plus important

Fig.20.Echelle de Saaty

IMT Mines Alès
École Mines-Télécom

Veuillez compléter le tableau ci-dessous :

-	-	A	B	C	D	E	F	G
-	Critères	Fissures	Perte de moellons à l'unité ou par panneau dans les piédroits	Erosion du radier	Déformation de la voûte	Déformation des piédroits	Basculement de la structure	Effondrement des piédroits ou de la voûte
A	Fissures							
B	Perte de moellons à l'unité ou par panneau dans les piédroits							
C	Erosion du radier							
D	Déformation de la voûte							
E	Déformation des piédroits							
F	Basculement de la structure							
G	Effondrement des piédroits ou de la voûte							

Fig. 21. Tableau de comparaison des désordres

1.5. Questionnaire : Croisement des aléas et enjeux pour définir un niveau de risque effondrement

La note de risque (R) finale correspondra à la combinaison suivante de la note d'aléa (A) et de la note d'enjeu (E).

$$R = c_1 * A + c_2 * E$$

Sans présager du classement final des aléas et des enjeux qui sera déduit de vos réponses, quelles valeurs entre 0% et 100% attribueriez-vous aux deux coefficients (c_1 & c_2), relatifs aux aléas et aux enjeux, sachant que la somme des deux coefficients doit être égale à 100% ?

Voici des exemples de couples de réponses possibles :

$c_1 = 50\%$ pour les aléas et $c_2 = 50\%$ pour les enjeux
$c_1 = 60\%$ pour les aléas et $c_2 = 40\%$ pour les enjeux
$c_1 = 45\%$ pour les aléas et $c_2 = 55\%$ pour les enjeux

Votre réponse :

c_1 = ……% pour les aléas et c_2 =…..% pour les enjeux

Annexe M : Article Hauquin, T., Jeannin, T., 2019.

Correlation between the collapse of old masonry tunnels and their vertical stress demonstrated by Monte Carlo simulations of a polynomial meta-model – A case study concerning 25 Covered Stream tunnels of the Cevennes mountain region (France)

Thomas HAUQUIN*, Thibault JEANNIN

LGEI, IMT Mines Ales, Univ Montpellier, Ales, France

Abstract

This article addresses the collapse hazard assessment of old masonry tunnels. The objective was specifically to demonstrate that the average vertical stress σ_{vm} acting on the sidewalls of old masonry tunnels is a relevant indicator of the collapse hazard. To that end, we sought to highlight correlation between σ_{vm} and the degradations observed inside 166 covered stream tunnel sections whose characteristics were implemented in a database. Some of those characteristics were uncertain, so they were considered as random variables. Then we performed Monte Carlo simulations of a meta-model of their vertical stress σ_{vm} whose equation was obtained by a multiple regression analysis of numerical modelling results. No significant difference between the stress distributions of the little damaged sections and the intact sections was highlighted. However, we obtained an empirical probability of 82% that the collapsed tunnel sections have a vertical stress higher than the non-collapsed sections, which is a clear evidence of compressive failure induced collapses.

Keywords: Masonry tunnels, Collapse, Finite Difference modelling, Multiple regression analysis, Monte Carlo simulations, Overlapping distributions.

1. Introduction

The stability of old masonry structures has been a subject of interest for many researchers because it has practical engineering implications such as conservation, maintenance and safety analysis of many historic buildings. The aging of old masonry structures as well as the varying solicitations to which they were submitted since their construction makes difficult the description of their actual mechanical behaviour. Recently, several studies were published about characterizing the behaviour or improving the diagnosis of old masonry towers (Peña et al.,

2010; Bartoli et al., 2019), old masonry bridges (Reccia et al., 2014; Bergamo et al., 2016), old masonry buildings (De Silva et al., 2018) and old masonry tunnels (Idris et al., 2008, 2009; Llanca et al., 2017; Kamel et al., 2015; Chen et al., 2016).

As mentioned by Idris et al. (2008), old masonry tunnels represent an important architectural heritage, particularly in Europe. Many cases of tunnel collapse were reported by the authors. But despite the obvious safety issue related to these buildings, only few studies were published about characterizing their failure conditions. Some recent contributions to that topic are presented below.

Llacna et al. (2017) developed a methodology for the assessment of (Paris metro) tunnel damage by coupling geophysical methods to small drills in the tunnel lining and surrounding soil. According to the risk scoring they proposed, the thickness of damaged sidewall extrados and the quality of the contact between the sidewall and the surrounding soil are the most important indicators to be considered in a diagnosis. The continuous numerical models performed by Kamel et al. (2015) also indicate that most of the damage occurs at the tunnel sidewall extrados, and that they are time-dependent. Among some of the mechanical characteristics that can be used to define the behaviour of old masonry tunnels, Idris et al. (2009) showed thanks to a mixed statistical/numerical modelling approach, that the degradation of the joints cohesion over the time probably is the predominant factor responsible to the deterioration of the tunnels structure. Chen et al. (2016) performed physical and numerical tests on 2D vaulted masonry structures and highlighted their deformation and failure modes. Under a uniform vertical loading, they observed a shear failure of the sidewalls involving the masonry cohesion.

Based on these recent studies, we can reasonably state that old masonry tunnel deterioration is often probably accompanied by a loss of cohesion of the sidewalls due to the masonry aging. In addition, we know that an excessive vertical loading of the tunnels could be responsible to their failure. But in our best knowledge, no real tunnel collapse has ever been back-analyzed in order to determine whether or not those possible causes of collapse are the effective causes. Moreover, no published study proposes a clear and measurable or calculable indicator of the collapse hazard.

The objective of the present study was precisely to determine the failure mode of real masonry tunnels and to identify a corresponding indicator of their collapse hazard. To that end, we created and studied a database of intact and collapsed old masonry tunnels whose origin is presented in the following section.

2. Case study presentation

2.1 Context

The present study focused on one particular type of old masonry tunnel that were built during the late 19th and the early 20th along with underground coal mining in the Cevennes mountain region (study region highlighted in Fig. 1). The incised valleys of the Cevennes, from which the coal deposits were accessed, were progressively backfilled with the coal mine tailings in order to create platforms for the mining related plants and for various kinds of buildings including individual houses. Before backfilling, the natural streams and rivers flowing in the valleys were covered and canalized by masonry tunnels. These constructions are called the Covered Stream (CS) tunnels (*ruisseaux couverts* is the original French term).

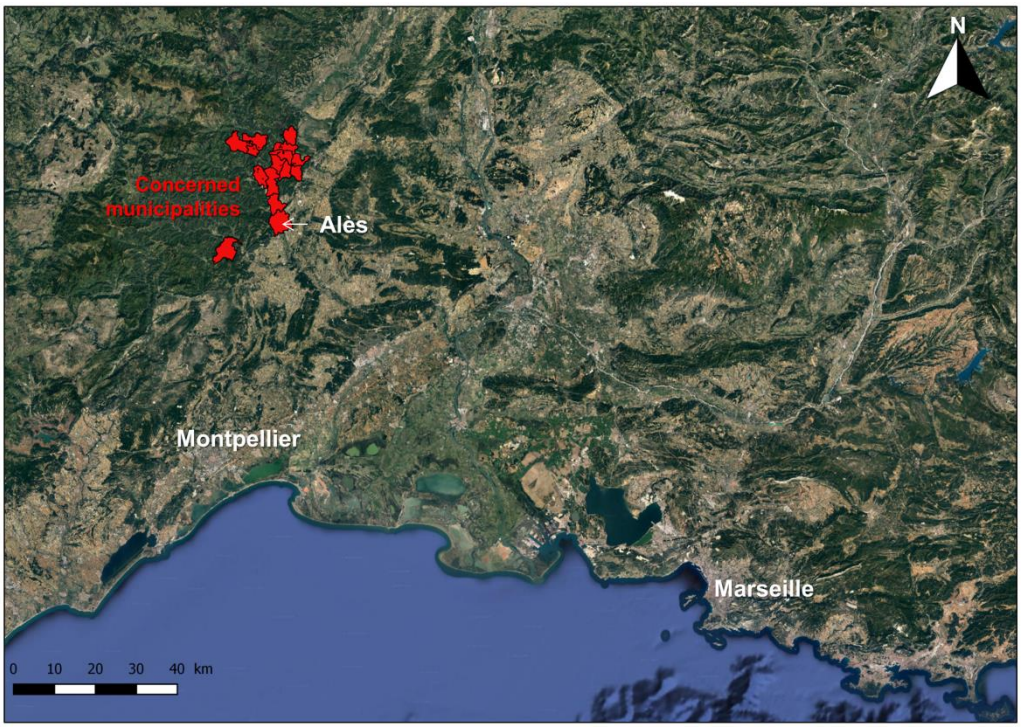


Fig. 1: Location (in red) of the municipalities where are located the studied tunnels.

Recently (Vayssade et al., 2015), 34 CS tunnels of more than 1.5 m height representing approximately 8 linear km were inventoried in *le département du Gard* (France). As part of the EREDOS research project, we investigated 30 of them (examples in Fig. 2a, b) representing more than 6 linear km cumulated. The CS tunnels are variable in size, shape, topography and structure, considering several tunnels, but also considering the different sections of a given tunnel. However, we observed that more than 50% of the visited tunnel sections were composed of a semi-circular arch relying on vertical sidewalls both composed non-periodic stone masonry

with concrete joints. Fig. 3 illustrates the shape of a typical CS tunnel of the Cevennes mountain region.

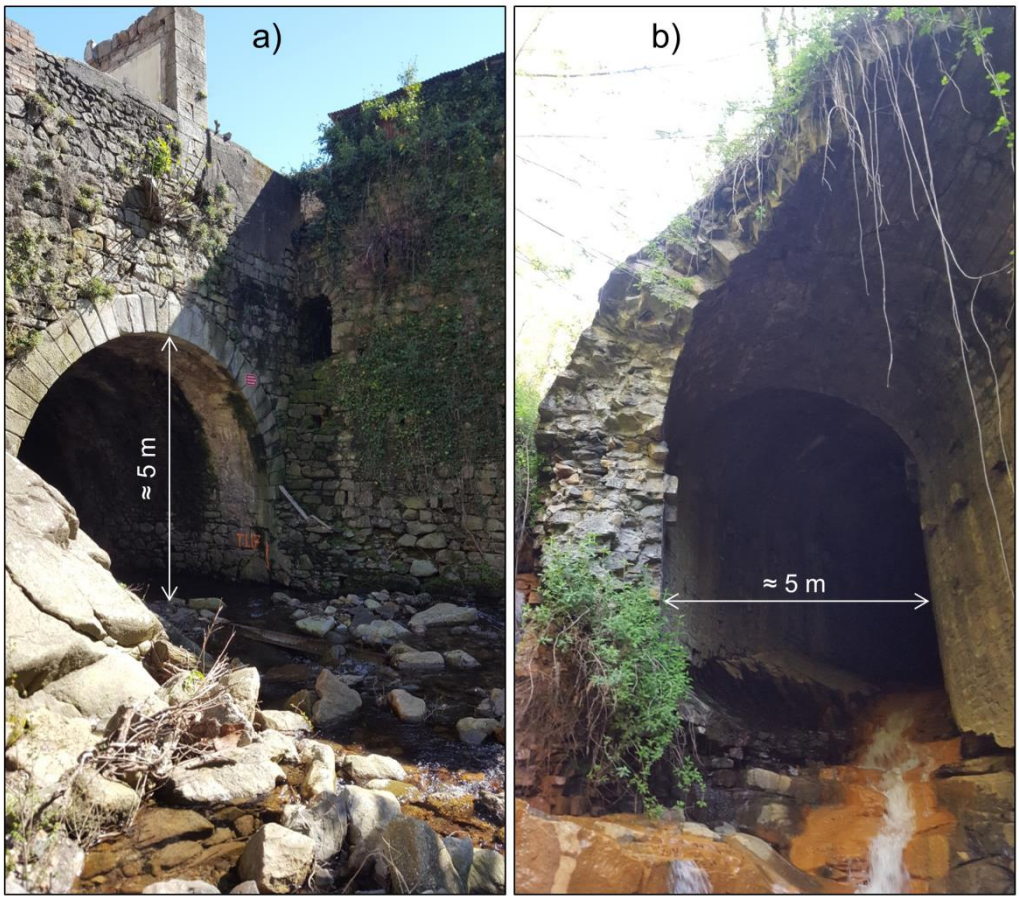


Fig. 2: Photographs taken during summer 2017: a) entrance of *Rochessadoule amont* CS tunnel (Robiac-Rochessadoule, France); b) exit of *Champclauson* CS tunnel (La Grand-Combe, France).

Many disorders of varying magnitude were observed. For the moment, most of them have limited effect on the surrounding soil but we still observed 6 large-scale collapses, 5 of which created decametric craters at the surface. We suspect that new collapses will occur in the short term. According to our last estimation about 70 buildings, 120 secondary roads and numerous public spaces spread across 10 municipalities could be partially or fully destructed in case of CS tunnel collapse.

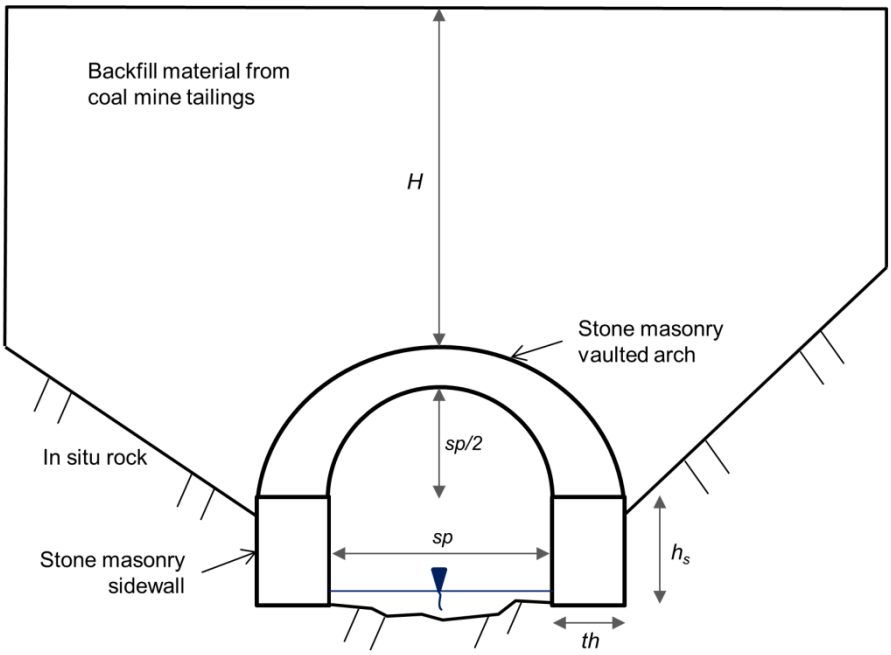


Fig. 3: Typical shape of the transversal section of the considered semi-circular vaulted CS tunnels. Note that the slope of the rock besides the sidewalls was unknown.

2.2 Database synthesis

A database consisting of the geometrical characteristics of the visited CS tunnels and the observed disorders was implemented. For the present study, we selected in the database only the tunnels consisting of a semi-circular arch lying on sidewalls (Fig. 3), which is the predominant shape of structure and also that where most of the disorders were observed. 25 CS tunnels representing approximately 3.3 km linear length are concerned.

Because the depth and geometry are varying in function of the position inside one given CS tunnel, the tunnels were divided into 166 sections of 20 m length, which is the maximum size of the observed collapses, each with an approximately constant geometry. Fig. 4 illustrates the distribution of the geometrical characteristics of the 166 considered tunnel sections. The corresponding database is presented in Appendix 1 (columns 1–6).

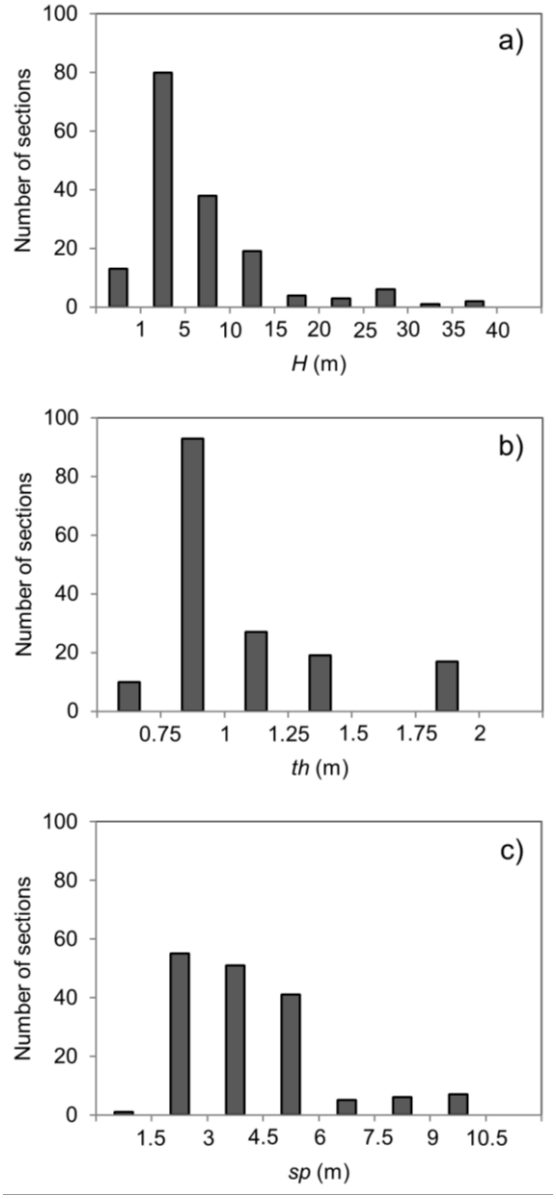


Fig. 4: Distribution of a) the depth, b) the sidewall thickness and c) the span of the 166 studied sections such as measured *in situ* or estimated thanks to linear interpolation between points of known characteristics.

Based on observation, we attributed category of disorder to all the tunnel sections of the database. The chosen categories are, by increasing order of deformation:

- **Intact**, when no disorder was observed except sometimes very little closed cracks in the concrete joints (Fig. 5a).
- **Cracking/Spalling**, when open cracks were observed in the sidewalls with eventually some stone falls (Fig. 5b).
- **Bulging**, when the sidewalls showed a significant (visible) deformation (Fig. 5a).

- **Collapse,** when the sidewalls or the whole structure collapsed (Figs. 5c, d).

Fig. 5: Photographs taken during summer 2017: a) intact and bulging sidewalls inside *La Vieille Valette* CS tunnel (Robiac-Rochessadoule, France) ; b) cracking sidewall inside *La Valette* CS tunnel (Robiac-Rochessadoule, France) ; c) collapsed sidewalls in *La Vielle Valette* CS tunnel (Robiac-Rochessadoule, France); d) collapse of the sidewall, the vault and the surrounding soil above *Chamclauson-1* CS tunnel (La Grand-Combe, France).

When several types of disorder were observed inside one section, the disorder corresponding to the most deformed situation was retained. Fig. 6 shows the distribution of the 4 considered categories of disorder in the database.

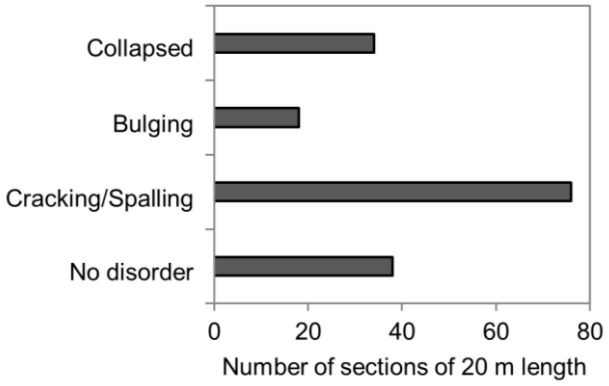


Fig. 6: Distribution of the number of sections for every category of disorder.

3. Method

3.1 Preliminary assumptions

Inside a given CS tunnel, the collapsed sections are often those located at the greatest depth and they are characterized by failed sidewalls. So we assumed that the collapses were certainly due to an excessive vertical load on the sidewalls, which is positively related to the depth. But this assumption could not be immediately confirmed since the vertical load does not only depend on the depth but also on the masonry geometry and mechanical properties as well as on the mechanical properties of the surrounding soil. Moreover, the collapses could also possibly be the consequence of an excessive lateral loading or the sidewall erosion due to water flow among other examples.

In order to demonstrate whether or not σ_{vm} is correlated with the category of disorder, σ_{vm} had to be estimated for all the tunnel sections of the database.

The average vertical stress σ_{vm} could not be measured by *in situ* methods for at least three reasons. First, the time of intervention inside the CS tunnels has to be limited due to the risk of collapse. Second, destructive methods must be avoided due to the deteriorated state of the structures. Third, the access to certain tunnel sections is extremely difficult due to their natural irregular topography. Consequently, numerical modelling was the most adequate tool for studying the variable σ_{vm}.

Because of the uncertainty about the geometrical and mechanical characteristics of the tunnel sections, deterministic values of σ_{vm} could not be reasonably estimated. So, many random numerical simulations had to be performed in order to get statistically representative distributions of σ_{vm}. Random simulations are commonly used for the reliability assessment of masonry structures (Bakeer, 2016; Zanaz et al., 2016; Cavalagli et al., 2017; Skrzypczak, et al., 2017). But such a procedure using mechanical modelling codes would have required excessive computational time. So we used a meta-modelling approach, which is a typical approach for reducing the computational time.

3.2 General considerations about meta-modelling

The objective of meta-modelling is to create a good-fitting approached equation of a reasonable number of original computational models results (Khaledi et al., 2014), which can be used afterward for performing sensitivity analyses or random simulations.

Meta-models are usually obtained by statistical regression techniques. Let us consider m realizations of the response variable $y = (y_1,..., y_m)$ obtained from numerical models and suppose a parametric predictor function $f(x_1, \dots, x_k|\{\beta_i\}_1^p)$ such as:

$$y_i = f\left(x_1, \dots, x_k\middle|\{\beta_i\}_1^p\right) + \varepsilon \quad (1)$$

where $x_1, \dots, x_k$ are the independent input variables of the original numerical models and the term ε reflects the uncontrolled dependence of y (Friedman, 1990). Generally, ε is referred to as the residual of the predictor function. The p parameters β_i of the predictor function f are usually determined so that they minimize the sum of the square residuals (least squares method), such as (Friedman, 1990):

$$\{\beta_i\}_1^p = \text{argmin}_{\{\beta_i\}_1^p} \sum_{i=1}^m \left[y_i - f\left(x_1, \dots, x_k\middle|\{\beta_i\}_1^p\right)\right]^2 \quad (2)$$

When using parametric predictor functions, the type of function has to be assumed beforehand. Low order polynomials probably are the most common types. A detailed description of some other common types of the parametric predictor function $f(X)$ used in geotechnics is proposed by Khaledi et al. (2014). A non-parametric approach of the predictor function, which is particularly interesting for highly non-linear models where the function type cannot be reasonably assumed beforehand, is described by Liu & Cheng (2016).

3.3 Method description

To meet the study objective, we adopted the following method:

- Phase i) We constructed idealized numerical models of Covered Stream tunnel and calculated the sidewall vertical stress σ_{vm} using a Finite Difference (FD) resolution scheme.

- Phase ii) We determined a meta-model equation of σ_{vm} by means of a multiple regression analysis of the FD modelling results.

- Phase iii) We realized Monte Carlo simulations (MCS) of the meta-model of σ_{vm} corresponding to every section of the database in order to highlight eventual correlations between σ_{vm} and the observed category of disorder.

4. Phase i): Finite Difference modelling of σ_{vm}

4.1 Modelling method

Different numerical modelling strategies have already been explored in the literature. One of the most precise approaches to masonry behaviour simulation consists of explicitly modelling joints and blocs in (most of the time) finite element models. It provides a good estimation of the internal heterogeneities of the stress state of masonry at the origin of the rupture (Hilsdorf, 1969; Zucchini & Lourenço, 2007; Cavalagli et al., 2011). But as mentioned by Zucchini & Lourenço (2002) this "microscopic" approach is inappropriate for large sized structures. Giamundo et al. (2014) identify three alternative approaches:

- The "equivalent frame" modelling that consists of decomposing the modelled structure into analytically determined elements. This approach is inappropriate for complex 3D structures and will not be considered.

- The "macroscopic" approach that consists of modelling the masonry as a homogeneous and continuous medium with global properties equivalent to that of the real heterogeneous masonry.

- The "Distinct Element Method" (DEM) that consists of modelling the mortar joints as planar interfaces between rigid of deformable blocs.

The DEM had several recent applications (idris et al., 2008, 2009; Giamundo et al., 2014; Sarhosis & Sheng, 2014; Sarhosis et al., 2015). It is particularly suitable for simulating large displacements or rotations and creating new contacts between initially disjointed blocs. This method therefore is adapted to the simulation of failure beyond this elastic domain.

The "macroscopic" approach neglects the local heterogeneities of the state of stress due to the bloc/joint contact. This simplification is done in the benefit of an easier interpretation of the results and of a shorter computation time. A major issue in the macroscopic modelling approach is the determination of the equivalent, homogenized properties of the masonry. Different numerical methods for the homogenization, based on the finite element solving of the microscopic behaviour of a basic periodic cell of masonry considered as an orthotropic material have been proposed (a review is proposed by Lourenço et al., 2007). In the case of old masonry structures consisting of a non-periodic arrangement of blocs, the homogenization is always possible but requires more sophisticated mechanical/statistical techniques such as that proposed by Gusella & Cluni (2006).

In the present study, we aimed to characterize the average stress acting on the sidewalls without considering the local stress concentration inside the masonry, so the masonry was modelled as an equivalent continuum as well as the surroundings. Moreover, we aimed to determine the stress before (or leading to) degradation (plasticity or damage) of the masonry, so a linear elastic constitutive model was considered for all the model mesh with isotropic properties. However, sliding (elastic-plastic) interfaces were placed at the contact between two different materials and notably between the vault and the surrounding soil, which has been shown to be more realistic than considering a fully continuous medium for tunnel modelling (Kamel et al., 2015). The interfaces were characterized by normal and shear stiffness k_n and k_s, a tensile bond *jtens* and shear strength defined by a cohesion *jcoh* and a friction angle *jfric* (see FLAC3D 6.0 documentation for more details).

We considered idealized model geometries (example in Fig. 7) consisting of a semi-circular vaulted masonry structure relying on a rock forming a slope beside the sidewalls. A flat and homogeneous layer of backfill material was meshed upon the rock and the masonry, in contact with the vault. The models mesh consisted of finite elements whose stresses were determined following the explicit finite difference resolution scheme of the FLAC3D software (Version 6, Itasca c.g.) used in a 2D plane strain configuration.

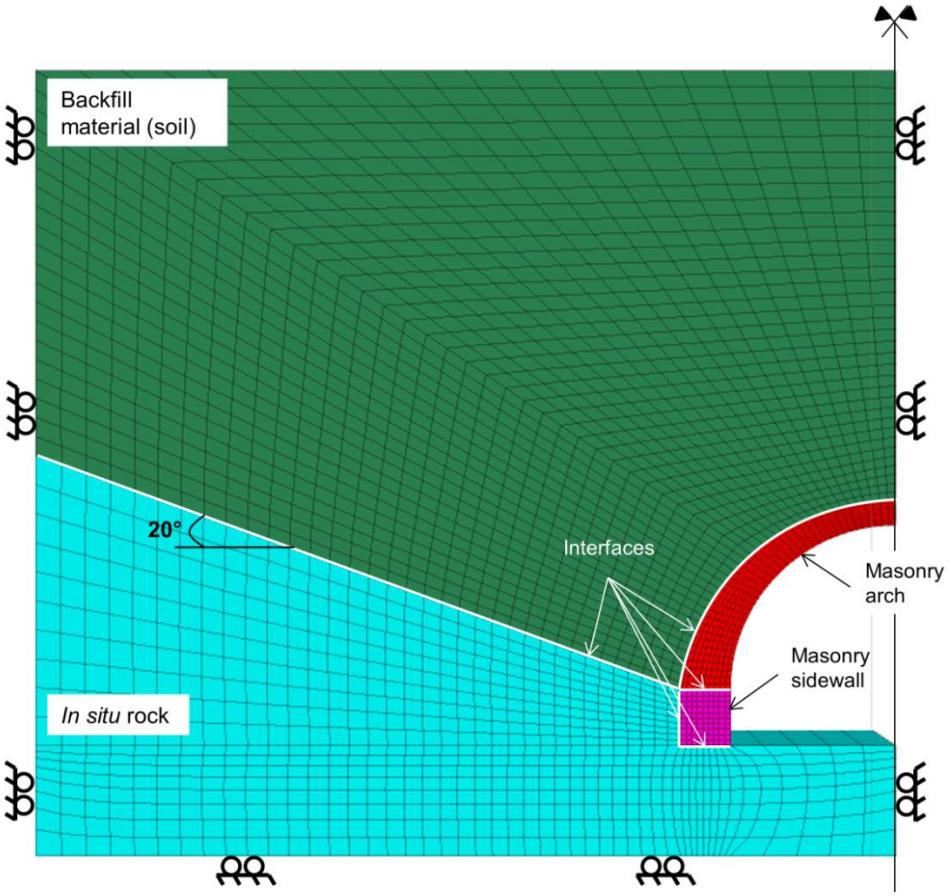


Fig. 7: Illustration of one of the model mesh and boundary conditions we constructed. Note that there was a plan of symmetry at mid-span of the modelled tunnels.

The models were turned to a small strain mode and a large damping factor was considered in order to avoid any dynamic effect (quasi-static condition, see Itasca, 2016 for more details). Then, the models were submitted to a gravity loading: a downward acceleration of 9.81 m/s^2 was imposed to all the mesh nodes. The loading was applied in 2 stages. First, the masonry relying on the rock was submitted to its own weight, and then the surrounding backfill material was deposited onto the arch and submitted to its own weight. Once final equilibrium was reached by the FD calculation scheme, σ_{vm} was determined by averaging the vertical stress component of all the mesh of uniform size composing the sidewall.

4.2 Design of experiment

In order to limit the number of FD models to be run, the less influent physical and mechanical properties (according to a preliminary study) were fixed according to a literature review (Table 1). The rock slope angle ($S = 20°$) and the sidewall height ($h_s = 1$ m) were fixed too due to their little influence.

Table 1: Values of the fixed physical and mechanical properties considered for σ_{vm} modelling.

	Density (kg/m³)	*Elasticity modulus* (GPa)	*Poisson's ratio*	*jfric* (°)	*jcoh* (MPa)	*jtens* (MPa)	k_n (GPa/m)	k_s (GPa/m)
Host rock	2500*	10*	0 .25*	/	/	/	/	/
Masonry	2200**	*variable*	0.2**	/	/	/	/	/
Backfill	ρ_b *=2000*	*variable*	0.2	/	/	/	/	/
Interfaces	/	/	/	*10°*	0***	0***	50***	20***

*Typical properties of sedimentary rock masses

**Based on Peña et al. (2010) and Reccia et al. (2014)

***Based on Itasca, 2016

The vertical stress σ_{vm} is approximately proportional to the backfill material density (plus the arch's own weight), regardless of the mechanical properties of the model. The true density is unknown and probably varying from site to site, so we fixed an arbitrary value of 2000 kg/m³ for the experimental design but variability was subsequently considered while performing the random simulations (section 6).

In the experimental design, we only considered a variation of the Young's moduli of the masonry E_m and of the backfill material E_b, of the depth H and of the masonry geometry, which was defined by the span *sp* and the sidewalls thickness *th* (see Fig. 3).

We first constructed an experimental design consisting of 3 values for each of the 5 considered independent variables (E_m, E_b, H, *sp* and *th*). The Young's moduli were extremely uncertain, so they were fixed arbitrary in a large range of physically acceptable values after Peña et al. (2010), Reccia et al. (2014) and Zucchini & Lourenço (2009) for the masonry and after Itasca (2011) for the backfill material. We selected the geometrical characteristics (H, *sp* and *th*) corresponding to the bounds of the interval representing 75% of the range of measured characteristics (Fig. 4) plus a central value.

The full factorial experiment allowing studying the interactions between the variables should have consisted of $3^5 = 243$ models. But we used an optimized fractional factorial experimental allowing reducing to 28 the number of experiments while keeping the effect of interactions between the independent variables. Then, we added 9 supplementary experiments corresponding to extreme combinations of the independent variables. The experimental design is presented in Appendix 2, and a synthesis of the results in Table 2.

Table 2: Synthesis of the dispersion of σ_{vm} results from the experimental design.

Min (MPa)	Max (MPa)	Mean (MPa)	S.D. (MPa)	Median (MPa)
0.08	1.66	0.52	0.41	0.34

5. Phase ii): determining a meta-model of σ_{vm}

5.1 Multiple regression analysis of the FD modelling results

The dependence of the 37 values of σ_{vm} obtained from the FD models to the independent variables (E_m, E_b, H, sp and th) was analyzed thanks to a multiple linear regression analysis ("stats" package of the R software). We considered a quadratic polynomial predictor function, with a first-order interaction between the variables x_i, such as (Khaledi et al., 2014):

$$\sigma_{vm} = \beta_0 + \sum_{i=1}^{s} \beta_i x_i + \sum_{i=1}^{s} \sum_{j>1}^{s} \beta_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^{s} \beta_{ii} {x_i}^2 + \varepsilon \quad (3)$$

The corresponding meta-model equation is:

$$\sigma_{vm}(E_m, E_b, H, sp, th) = \beta_0 + \beta_1.E_m + \beta_2.E_b + \beta_3.H + \beta_4.sp + \beta_5.th + \beta_{12}.(E_m.E_b) + \beta_{13}.(E_m.H) + \beta_{14}.(E_m.sp) + \beta_{15}.(E_m.th) + \beta_{23}.(E_b.H) + \beta_{24}.(E_b.sp) + \beta_{25}.(E_b.th) + \beta_{34}.(H.sp) + \beta_{35}.(H.th) + \beta_{45}.(sp.th) + \beta_{11}.\left({E_m}^2\right) + \beta_{22}.\left({E_b}^2\right) + \beta_{33}.(H^2) + \beta_{44}.(sp^2) + \beta_{55}.(th^2) \quad (4)$$

The large number of interactions considered in the meta-model equation is justified by our objective, which was to closely approximate the FD modelling results. However it does not have to be interpreted as a generalizable physical equation since it may produce absurd results for certain combinations of the independent variables outside the range of the experimental design.

Table 3 illustrates the best fitting coefficients of Eq. 4 minimizing the least square residuals, corresponding to variables expressed in the international system of units (m, Pa).

The quality of the meta-model equation (Eq. 4) can be evaluated on Fig. 8. The coefficient of determination is $R^2 \approx 94\%$ (Fig. 8a) and the residuals nearly follow a normal distribution centered on 0 (Fig. 8b). In addition, more than 75% of the meta-model approximations produce a residual ranging between +/- 0.1 MPa, which is ≈ 5% of the full range of σ_{vm} obtained from the FD models.

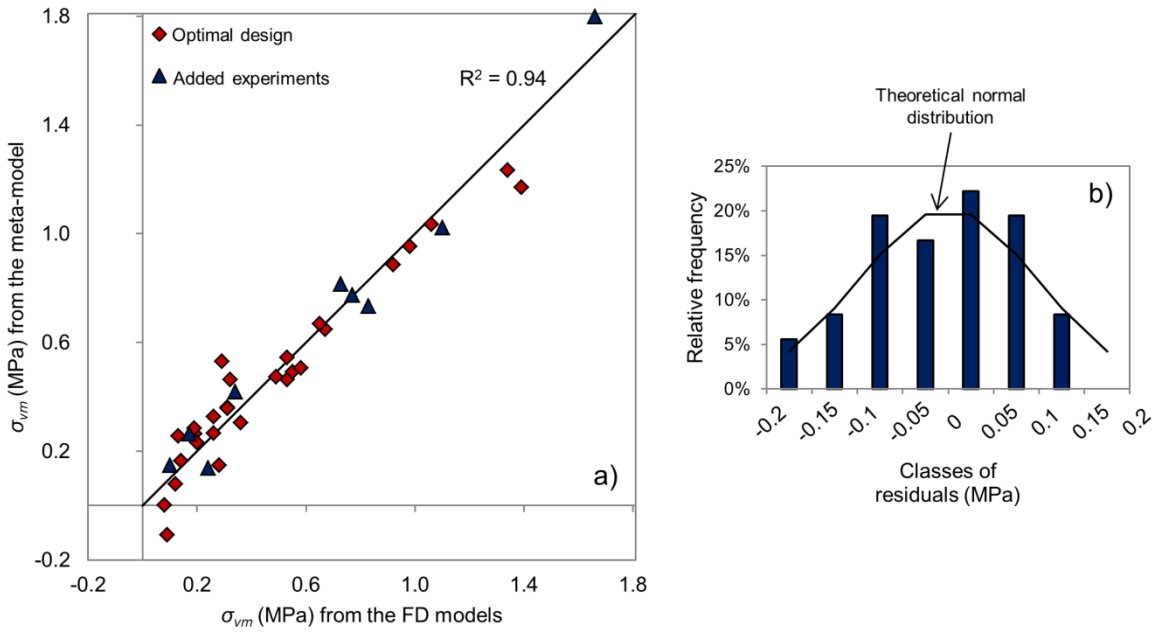


Fig. 8: a) Results of the meta-model equation compared to the results of the FD models. b) Distribution of the meta-model residuals.

Table 3: Best fitting coefficients of the polynomial regression equation.

0.07782	4.45E-11	-2.88E-10	3.31E-02	3.45E-02	-0.1107	3.62E-19	5.79E-13
3.33E-12	-2.27E-11	-3.81E-11	-4.67E-10	5.96E-10	8.89E-03	-2.66E-02	-2.28E-02
-3.29E-21	-1.80E-17	4.02E-04	1.41E-03	1.26E-01			

Consequently, the meta-model equation can be considered as a satisfying approximation of the vertical stress acting on the sidewalls, as long as the conditions of the FD models are fulfilled (linear elasticity of the materials, continuity of the masonry and symmetry of the structure).

The advantage of the meta-model is that it can be quickly calculated in considering arbitrary values of the input variables - as long as they range in the intervals defined in the experimental design (Appendix 2) - without needing to run time-consuming FD models. Thousands of simulations of the meta-model can be run in a few seconds using a spread sheet for example.

5.2 Global sensitivity analysis of the meta-model equation

The coefficients β_i of Table 3 cannot be interpreted in terms of their respective contribution on σ_{vm} because the factors F_i (the independent variables and their combinations) were not expressed in the same ranges and dimensions. The relative contribution of every factor is directly read on the x-axis of Fig. 9 where the polynomial coefficients were calculated based on the normalized factors $F_{i,n}$ into the range [0,1]. The normalized factors were obtained as follows:

$$F_{i,n} = \frac{(F_i - F_{min})}{(F_{max} - F_{min})} \quad (5)$$

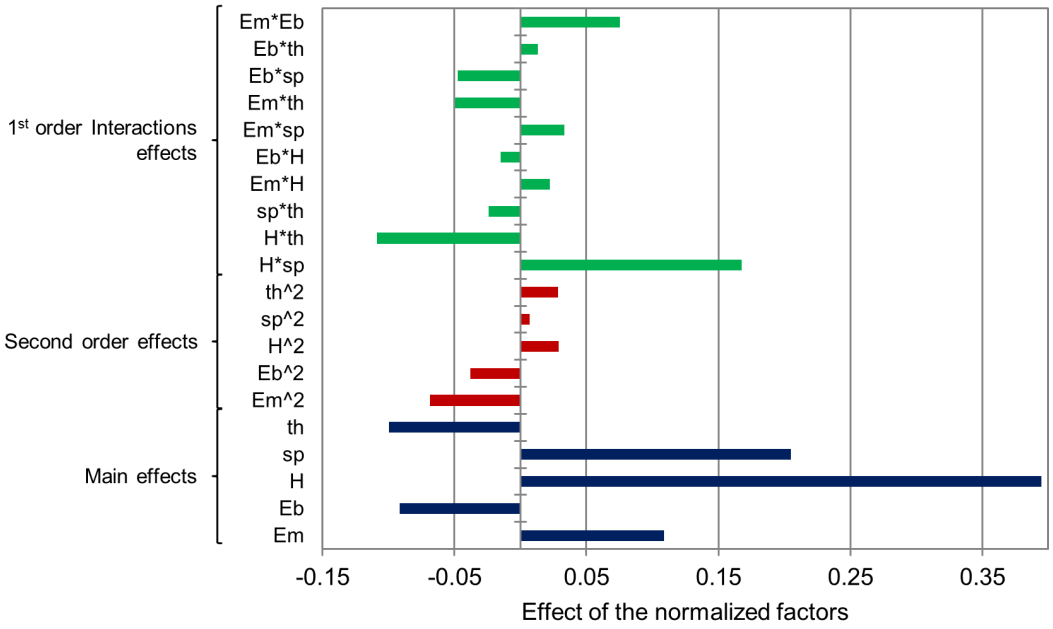


Fig. 9: Respective contribution of all the factors (the variables and their interactions) of the meta-model.

According to Fig. 9, σ_{vm} is positively correlated with the tunnel depth H and span sp and to the masonry elastic modulus E_m while it is negatively correlated with the surrounding soil modulus E_b and sidewall thickness.

Fig. 10 shows the total Sobol sensitivity indices (Sobol, 2001) S_{Ti} or every variable x_i, calculated as:

$$S_{Ti} = \frac{1 - V_{-i}}{V} \quad (6)$$

where V is the total variance of a normalized version of Eq. (4) assuming that every variable x_i to x_s is randomly distributed between 0 and 1, and V_{-i} is the variance of a normalized version of

Eq. (4) assuming that every variable is randomly distributed between 0 and 1 except the variable x_i that is fixed.

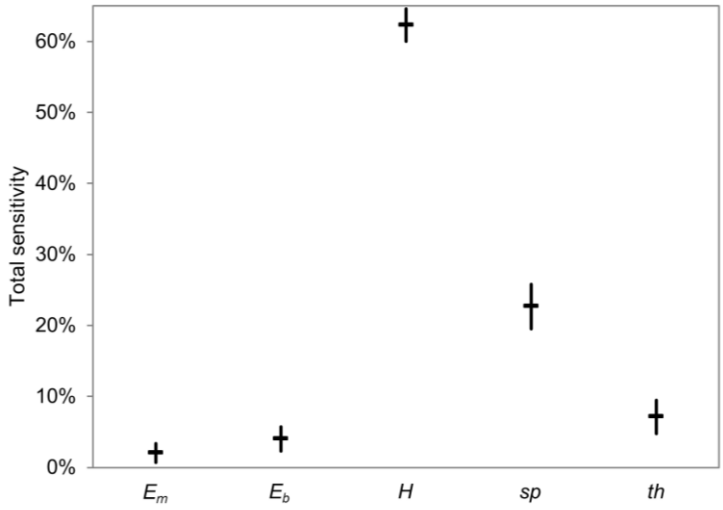


Fig. 10: 75% confidence intervals of the global sensitivity indices (Sobol total indices) of the meta-model input variables.

It is clear on Fig. 10 that the depth *H* is, by far, the most influent factor and that the mechanical properties E_m and E_b are of minor influence according the global sensitivity approach. Consequently, the vertical stress on the sidewalls is to be considered mostly as a geometrical problem.

6. Phase iii): Monte Carlo simulations of the meta-model

6.1 Assumptions about the dispersion of the input variables

The meta-model independent input variables have to be separated into two classes: the deterministic variables and the uncertain/random variables. The variable *sp* was measured with a good precision, so it could be considered as a deterministic variable. Most of the time, *H* was determined by an interpolation between points of known altitude, like for example the CS tunnels entrances and exits. The thickness *th* was measured at some points inside the CS tunnels where it was occasionally accessible, but we supposed that *th* was varying inside a given tunnel and that our measurements therefore were only locally correct. So we considered an uncertainty of +/- 25% compared to the measured values of *H* and *th* and we assumed that they were uniformly distributed within this range. The variables E_m and E_b were very uncertain too but, due to their little influence (Fig. 10), their dispersion was not considered. They were fixed to 1 GPa and 0.01 GPa respectively.

In order to characterize the dispersion of the response variable σ_{vm} due to the uncertainty about the independent input variables, we performed 500 Monte Carlo simulations (MCS) of the meta-model equation (Eq. 4 with the coefficients of Table 3) for every tunnel section (total of 83 000 simulations). 500 simulations were shown to be sufficient to get stable minimum and maximum simulated values of σ_{vm} (Fig. 11).

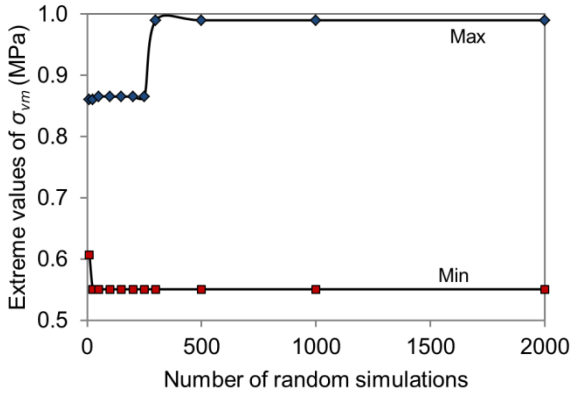


Fig. 11: Extreme results of the meta-model random simulations in function of the performed number of simulations.

Note that the meta-model equation was determined (section 5) considering a backfill material density ρ_b = 2000 kg/m³. But we supposed that the true density variable from site to site and that it probably ranges between 1300 and 2000 (according to the soil density proposed in Itasca, 2011). So all the simulated values of σ_{vm} were multiplied by an additional random coefficient uniformly distributed between 1300/2000 = 0.65 and 1 in order to simulate a random distribution of the backfill material density ρ_b.

Table 4 summarizes the status of the meta-model input variables.

Table 4: The characteristics of the meta-model input variables used for Monte Carlo simulations.

Input variable	Status of the variable	Estimation method	Range
H	Random, uniform	Linear interpolation	Estimated value +/- 25%
th	Random, uniform	*In situ* measurement	Measured value +/- 25%
sp	Deterministic	*In situ* measurement	Measured value
ρ_b	Random, uniform	Literature review	[1300-2000] kg/m³
E_m	Deterministic	Literature review	1 GPa
E_b	Deterministic	Literature review	0.01 GPa

6.2 Monte Carlo simulations results

Fig. 12 illustrates the distributions of σ_{vm} considering separately the 4 categories of disorder. The following points must be noticed:

- i: There is no significant difference between the distributions of σ_{vm} of the sections with Intact, cracking or bulging of the sidewalls, i.e. the non-collapsed sections.
- ii: The collapsed sections however, are characterized by more dispersed values of σ_{vm} and by a larger proportion of high values of σ_{vm}. Indeed, the mean, the median and the most probable value of σ_{vm} are significantly higher for the collapsed sections than for the non-collapsed sections.
- iii: The highest values of stress (≥ 1 MPa) are exclusively obtained for collapsed sections.
- iv: Nevertheless, the distributions of σ_{vm} corresponding to the collapsed and non-collapsed sections overlap over a large interval.

Point i indicates that there is no significant correlation between the sidewall damage and the stress to which they are submitted as long as they are little damaged (limited to cracking/spalling or bulging of the sidewalls). The cracked and bulged sections are probably not submitted to a higher vertical stress than the sections where no disorders were observed.

Points ii and iii however are serious arguments in favor of a positive correlation between the vertical stress acting on the sidewalls and their collapse. We will therefore consider for the discussion (section 6.3) only two categories of disorder: the collapsed and the non-collapsed sections.

Point iv shows that even if the collapsed and non-collapsed distributions of σ_{vm} are overall statistically different, there is a non-negligible probability that σ_{vm} of the collapsed sections is lower than or of the same order as that of the non-collapsed sections. It is shown in Fig. 13 where both distributions are superimposed.

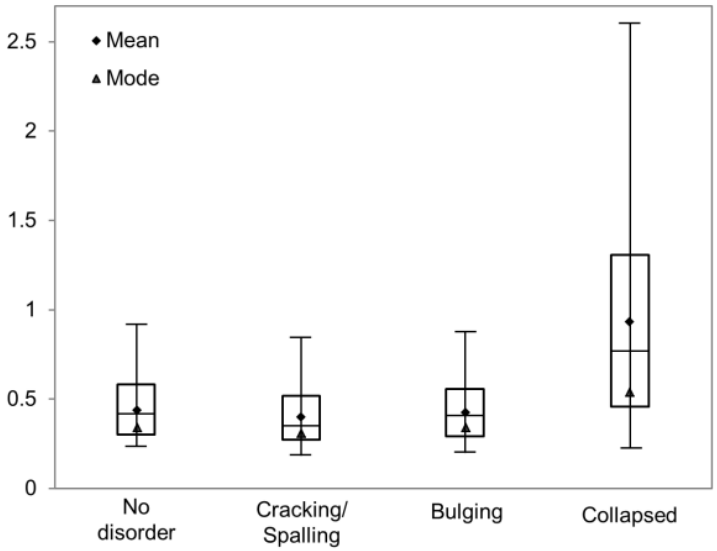


Fig. 12: Box plot representing the empirical distributions of σ_{vm} obtained from the random simulations of the meta-model equation, for every category of disorder separately. The center box represents the interquartile range split by the median and the lower and upper bounds are the 1st and 99th percentiles respectively.

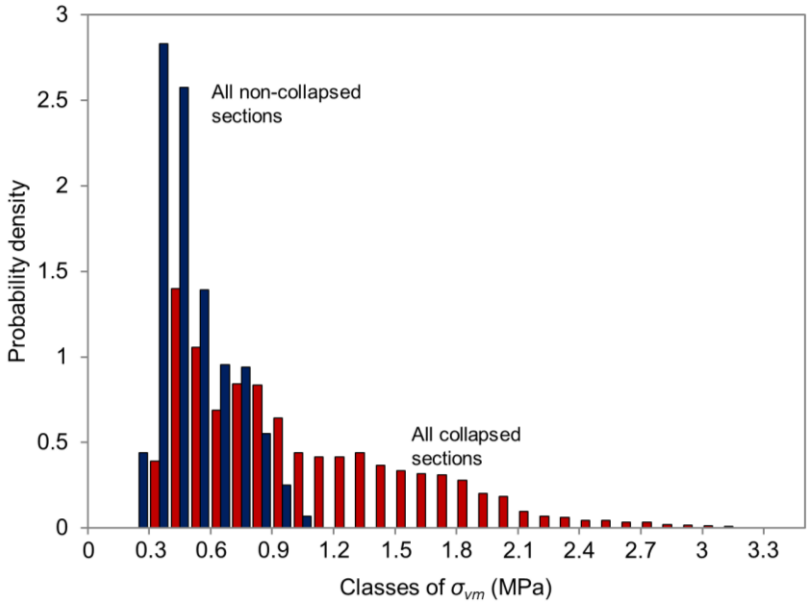


Fig. 13: Overlapping empirical distributions of σ_{vm} corresponding respectively to all the collapsed and all the non-collapsed sections.

6.3 Discussion of the results

In order to better characterize the collapsed and non-collapsed distributions overlap, we calculated two empirical probabilities:

- The probability P_j that every collapsed sections #j of the database (from #133 to #166 in Appendix 2), taken individually, have a vertical stress σ_{vm} higher than that of all the non-collapsed sections (from #1 to #132 in Appendix 2) taken together. To determine the value of P_j we realized 500 random comparisons between two values of σ_{vm}, the first one σ_{ij}^{c} randomly selected among the MCS results corresponding to the collapsed sections #j and the second one σ_{i}^{nc} randomly selected among the MCS results corresponding to the non-collapsed sections. The expression of P_j is as follows:

$$P_j = \frac{1}{500}\sum_{i=1}^{500} I \quad \begin{cases} I = 1 \quad if \quad \sigma_{ij}^{c} > \sigma_{i}^{nc} \\ I = 0 \quad if \quad \sigma_{ij}^{c} \leq \sigma_{i}^{nc} \end{cases} \tag{7}$$

- The probability P_k that every non-collapsed sections #k of the database (from #1 to #132 in Appendix 2), taken individually, have a vertical stress σ_{vm} equal to or higher than that of all the collapsed sections (from #133 to #166 in Appendix 2) taken together. To determine the value of P_k we realized 500 random comparisons between two values of σ_{vm}, the first one σ_{ik}^{nc} randomly selected among the MCS results corresponding to the non-collapsed sections #k and the second one σ_{i}^{c} randomly selected among the MCS corresponding to the collapsed sections. The expression of P_k is as follows:

$$P_k = \frac{1}{500}\sum_{i=1}^{500} I \quad \begin{cases} I = 1 \quad if \quad \sigma_{ik}^{nc} > \sigma_{i}^{c} \\ I = 0 \quad if \quad \sigma_{ik}^{nc} \leq \sigma_{i}^{c} \end{cases} \tag{8}$$

The overall probability P that the vertical stress of all the 34 collapsed sections is higher than that of all the non-collapsed sections is obtained by averaging Eq. (7) such as:

$$P = \frac{1}{34}\sum_{j=1}^{34} P_j \tag{9}$$

Similarly, the overall probability Q that the vertical stress of all the 132 non-collapsed sections is equal to or higher than that of the collapsed sections is obtained by averaging Eq. (9) such as:

$$Q = \frac{1}{132}\sum_{k=1}^{132} P_k \approx 1 - P \tag{10}$$

We obtained a stable value $P \approx 82\%$ and a complementary probability $Q \approx 18\%$, which are serious arguments in favor of a positive correlation between the sidewall vertical stress and the tunnel collapse. The validity of this correlation is reinforced by the distributions of P_j and P_k

shown in Fig. 14 and 15 respectively. In particular, we see that more than 50% of the collapsed section have a probably P_j > 90% that their vertical stress is higher than that of the non-collapsed sections. On the contrary, more than 50% of the non-collapsed sections have a probability $P_k \leq 20\%$ that their vertical stress is higher than that of the collapsed sections.

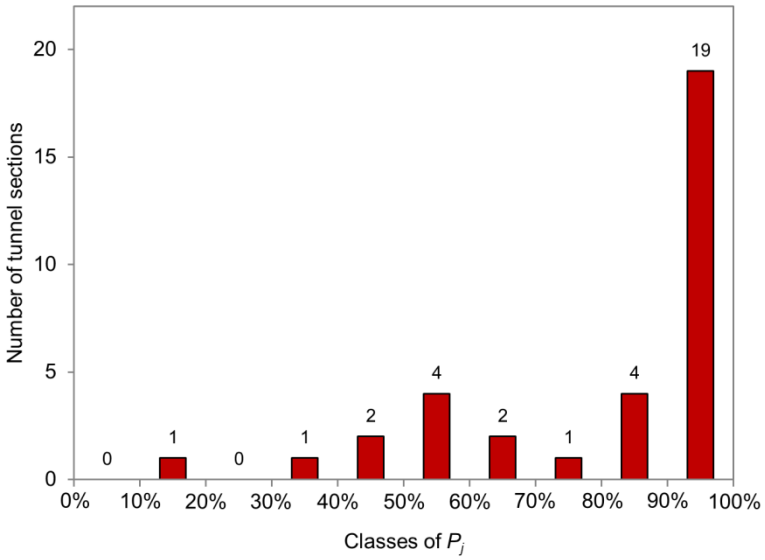


Fig. 14: Empirical distribution of the probability P_j.

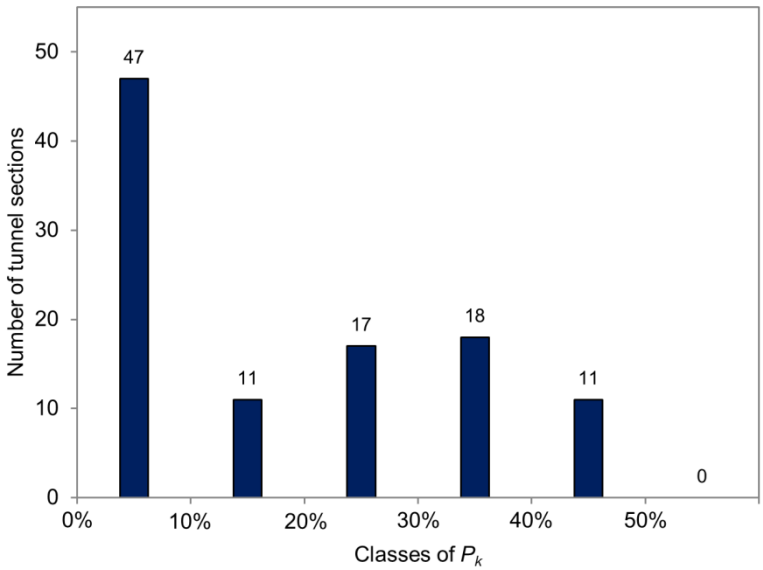


Fig. 15: Empirical distribution of the probability P_k.

7. Conclusions

We created and exploited a database consisting of the geometrical and damage characteristics of 25 Covered Stream (CS) tunnels of the Cevennes mountain region (France) divided into 166 sections. The study objective was to verify the assumed correlation between the average vertical stress on the tunnel sidewalls σ_{vm} and the category of damage among the followings: intact, cracking/spalling, bulging or collapsed.

To that end, we determined a meta-model equation of the variable σ_{vm} by means of a regression analysis of the results obtained from 37 FD elastic (with interfaces) models whose characteristics were selected according to an optimized design of experiment. The correlation between the meta-model equation and the FD models results has shown a good fit ($R^2 \approx 94\%$), what shows that the creation of an optimal experimental design of numerical models is a relevant way of reducing the computational time required for determining a meta-model.

Then, we conducted a global sensitivity analysis of the meta-model and performed 500 random simulations of it for every tunnel sections alternatively, their geometrical characteristics being considered as uniformly distributed random variables.

Three main results were highlighted:

- The average vertical stress on the sidewalls σ_{vm} is mostly influenced by the tunnel depth (Sobol total index = 62 %) and span (Sobol total index = 23%). The elastic properties of the masonry and surrounding soil can be neglected while comparing the vertical stress of several tunnels of varying geometry.

- There is no significant difference between the distributions of σ_{vm} obtained for the first three categories of disorder (intact, cracking/spalling or bulging).

- However, there is a probability of 82% that σ_{vm} of the collapsed sections be higher than that of the non-collapsed (intact, cracking/spalling or bulging) sections. In addition, all the tunnel sections with an estimated vertical stress higher than ≈ 1 MPa have collapsed.

So the following conclusions emerge. Despite the large uncertainty we had about the mechanical and geometrical characteristics of the studied tunnels, we can state with a significant level of confidence that most of the collapses were caused by an excessive vertical compression of the sidewalls mainly due to a great depth and/or a large tunnel span. In other terms, the compressive failure of the sidewalls seems to be the predominant mode of failure inducing the collapse of the semi-circular CS tunnels considered in the present study. Moreover, the sidewalls

actual compressive strength, which can be considered as their long term strength given that they were built more than 100 years ago, probably is of the order of 1 MPa, which is surprisingly small for such masonry structure.

On the other hand, it appears that the average vertical stress cannot indicate the collapse hazard of the actually stable tunnel sections since they all have a statistically similar distribution of it, regardless of their level of damage. Two possible interpretations of this seem conceivable. First, we can suppose that the observed disorders on the sidewall face are not correlated to their probability of collapse because the most important disorders are located at the sidewall extrados (Llanca et al, 2017; Kamel et al., 2015), and consequently are not visible. Or, we can suppose that the sidewalls of the stable sections have a varying compressive strength and that their probability of collapse should be estimated based on their strength to average vertical stress ratio (factor of safety), and not only on their average vertical stress.

The second interpretation seems to be the most realistic one because a dispersion of the sidewalls compressive strength could explain why the vertical stress of the collapsed tunnel sections, such as estimated by the Monte Carlo simulations, is so dispersed (Fig. 12).

Consequently, future works should be carried out in order to assess the sidewall macroscopic compressive strength for a reliable collapse hazard assessment of the Covered Stream tunnels.

Tunnels behaviour is greatly dependent on their environmental and boundary conditions, so it is not obvious that the compressive failure mode demonstrated in the present study considering a specific type of tunnel in a specific context is the effective failure mode of all the old masonry tunnels. Nevertheless, the proposed meta-modelling approach and the obtained results should serve as solid bases to anyone having to assess the risk of collapse of old masonry tunnels.

Acknowledgments

We would like to thank BpiFrance, the European Union (FEDER-FSE program) and *la region Occitanie* for the financial support of the research project FUI 22 EREDOS n°LR0012285. We also would like to thank Dr. David Salze for the project coordination.

References

Bakeer, T., 2016. Reliability assessment of vertically loaded masonry walls. Struct. Saf. 62, 47–56.

Bartoli, G., Betti, M., Galano, L., Zini, G., 2019. Numerical insights on the seismic risk of confined masonry towers. Eng. Struct. 180, 713–727.

Bergamo, O., Campione, G., Cucchiara, C., Russo, G, 2016. Structural behaviour of the old masonry bridge in the Gulf of Castellammare. Eng. Fail. Anal. 62, 188–198.

Cavalagli, N., Cluni, F., Gusella, V., 2011. Strength domain of non-periodic masonry by homogenization in generalized plane state. Eur. J. Mech. A-Solid. 30, 113–126.

Cavalagli, N., Gusella, V., Severini, L., 2017. The safety of masonry arches with uncertain geometry. Comp. Struct.188, 17–31.

Chen, H.M., Yu, H.S., Smith, M.J., 2016. Physical model tests and numerical simulation for assessing the stability of brick-lined tunnels. Tunn. Undergr. Space Technol. 53, 109–119.

De Silva, S., De Silva, G.H.M.J.S, Padmal, H.M.S.S, 2018. Assessment Method for Seismic Vulnerability of Old Masonry Buildings in Sri Lanka. Procedia Eng. 212, 61–68.

Friedman, J.H., 1990. Multivariate adaptive regression splines. The annals of statistics. 19, 1–67.

Giamundo, V., Sarhosis, V., Lignola, G.P., Sheng, Y., Manfredi, G., 2014. Evaluation of different computational modelling strategies for the analysis of low strength masonry structures. Eng. Struct. 73, 160–169.

Gusella, V., Cluni, F., 2006. Random field and homogenization for masonry with nonperiodic microstructure. J. Mech. Mater. Struct. 1(2), 357–386.

Hilsdorf, H.K., 1969. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression, in: Designing, engineering and constructing with masonry products. Gulf Publishing Company, pp. 34–41.

Idris, J., Al-Heib, M., Verdel, T., 2009. Numerical modelling of masonry joints degradation in built tunnels. Tunn. Undergr. Space Technol. 24, 617–626.

Idris, J., Verdel, T., Al-Heib, M., 2008. Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. Tunn. Undergr. Space Technol. 23, 251–263.

Itasca, c.g. inc., 2011. Theory and Background. Fast Lagrangian Analysis of Continua Version 7.0. Minneapolis: Itasca group.

Itasca, c.g. inc., 2016. Verification Problems and Example Applications. 3 Dimensional Distinct Element Code Version 5.2., Minneapolis: Itasca group.

Kamel, T., Limam, A., Silvani, C., 2015. Modeling the degradation of old subway galleries using a continuum approach. Tunn. Undergr. Space Techno. 48, 77–93.

Khaledi, K., Miro, S., König, M., Schanz, T.,2014. Robust and reliable metamodels for mechanized tunnel simulations. Comp. Geotech. 61, 1–12.

Liu, LL.., Cheng, Y.M., 2016. Efficient system reliability analysis of soil slopes using multivariate adaptive regression splines-based Monte Carlo simulation. Comp. Geotech. 79, 41–54.

Llanca, D., Breul, P., Bacconet, C., 2017. Improving the diagnosis methodology for masonry tunnels. Tunn. Undergr. Space Techno. 70, 55–64.

Lourenço, P.B., Milani, G., Tralli, A., Zucchini, A., 2007. Analysis of masonry structures: review of and recent trends in homogenization techniques. Can. J. Civil Eng. 34, 1443–1457.

Peña, F., Lourenço, P.B., Mendes, N., Oliveira, D.V., 2010. Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. Eng. Struct. 32, 1466-1478.

Reccia, E., Milani, G., Cecch, A., Tralli, A, 2014. Full 3D homogenization approach to investigate the behaviour of masonry arch bridges: The Venice trans-lagoon railway bridge. Constr. Build. Mater. 66, 567–586.

Sarhosis, V., Garrity, S.W., Sheng, Y., 2015. Influence of brick-mortar interface on the mechanical behaviour of low bond strength masonry brickwork lintels. Eng. Struct. 88, 1–11.

Sarhosis, V., Sheng, Y., 2014. Identification of material parameters for low bond strength masonry. Eng. Struct. 60, 100–110.

Skrzypczak, I., Kujda, J., Buda-Ożóg, L., 2017. The use of probabilistic methods in assessing the reliability of masonry structures. Procedia Eng. 193, 160–167.

Sobol, I.M., 2001. Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates. Mathematics and Computers in Simulation. 55, 271–280.

Vayssade, B., Ayral, P.A., Salze, D., Benzazat, I., 2015. Développement d'une méthode de hiérarchisation des travaux de confortement de ruisseaux couverts prenant en compte les enjeux du territoire et les risques associés. Rapport final, ARMINES, Ecole des Mines d'Alès.

Zanaz, A., Yotte, S., Fouchal, F., Chateauneuf, A., 2016. Efficient masonry vault inspection by Monte Carlo simulations: Case of Hidden defect. Case studies in Structural Engineering. 5, 1–12.

Zucchini, A., Lourenço, P.B., 2002. A micro-mechanical model for the homogenization of masonry. Int. J. Solids Struct. 39, 3233–3255.

Zucchini, A., Lourenço, P.B., 2007. Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach. Comp. Struc. 85, 193–204.

Zucchini, A., Lourenço, P.B., 2009. A micro-mechanical homogenization model for masonry: Application to shear walls. Int. J. Solids Struct. 46, 871–886.

Appendix 1: Database of semi-circular shaped CS tunnel sections with the corresponding geometry and a summary of the characteristics of the simulated distributions of σ_{vm}.

Tunnel section #	Tunnel section name	Geometry			Category of disorder	Distribution characteristics of σ_{vm} (MPa) from MCS results				
		H	sp	th		Mean	SD	Median	Min	Max
1	1 / 80_100 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	13.7	4.0	2.2	Intact	0.63	0.05	0.63	0.54	0.80
2	1 / 100_120 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	12.7	4.0	2.2	Intact	0.61	0.04	0.61	0.52	0.75
3	1 / 140_160 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	10.5	3.0	2.2	Intact	0.48	0.03	0.48	0.40	0.56
4	4 / 20_40 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Intact	0.77	0.09	0.77	0.60	1.01
5	4 / 80_100 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Intact	0.77	0.09	0.77	0.60	1.01
6	4 / 100_120 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Intact	0.77	0.09	0.77	0.60	1.01
7	4 / 120_140 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Intact	0.77	0.09	0.77	0.60	1.01
8	4 / 160_180 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Intact	0.77	0.09	0.76	0.60	1.01
9	6 / 20_40 _ Tunnel de Cornas - 1	4.0	3.3	0.7	Intact	0.35	0.03	0.35	0.28	0.42
10	6 / 60_80 _ Tunnel de Cornas - 1	4.0	3.3	0.7	Intact	0.35	0.03	0.35	0.28	0.42
11	8 / 80_100 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	4.8	10.0	2.2	Intact	0.74	0.06	0.75	0.63	0.87
12	14 / 40_60 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	5.0	1.3	Intact	0.31	0.02	0.31	0.28	0.35
13	14 / 200_220 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	4.0	1.2	Intact	0.27	0.01	0.27	0.24	0.30
14	15 / 20_40 _ Tunnel Pisani	4.4	2.1	0.7	Intact	0.29	0.03	0.29	0.24	0.35
15	17 / 40_60 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	6.3	2.1	0.9	Intact	0.34	0.04	0.34	0.27	0.43
16	17 / 60_80 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	8.1	2.1	0.9	Intact	0.40	0.05	0.40	0.31	0.53
17	17 / 80_100 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	9.8	2.1	0.9	Intact	0.46	0.06	0.46	0.35	0.62
18	17 / 100_120 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	11.6	2.1	0.9	Intact	0.53	0.07	0.53	0.39	0.72
19	17 / 140_160 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	14.0	2.1	0.9	Intact	0.63	0.09	0.62	0.44	0.86
20	18 / 40_60 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc droite	8.0	2.1	0.9	Intact	0.40	0.05	0.40	0.31	0.52
21	21 / 140_160 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	4.0	4.9	0.9	Intact	0.42	0.04	0.42	0.35	0.51
22	21 / 280_300 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	2.0	6.0	0.9	Intact	0.36	0.02	0.36	0.32	0.41
23	21 / 360_380 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	3.0	6.0	0.9	Intact	0.43	0.03	0.42	0.36	0.51
24	24 / 20_40 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	4.4	3.0	1.2	Intact	0.31	0.02	0.31	0.27	0.36
25	24 / 120_140 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	3.1	3.0	1.2	Intact	0.27	0.02	0.27	0.24	0.30
26	24 / 140_160 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	3.5	3.0	1.2	Intact	0.28	0.02	0.28	0.25	0.32
27	24 / 160_180 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	3.8	3.0	1.2	Intact	0.29	0.02	0.29	0.26	0.33
28	24 / 180_200 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	2.8	3.0	1.2	Intact	0.26	0.01	0.26	0.23	0.29
29	25 / 460_480 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	13.3	3.0	0.9	Intact	0.71	0.10	0.70	0.51	0.96
30	30 / 20_40 _ Ruisseau couvert les Grottes - 1	1.5	4.0	1.2	Intact	0.25	0.01	0.25	0.23	0.28
31	31 / 240_260 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	2.8	4.0	0.9	Intact	0.31	0.02	0.31	0.27	0.36
32	31 / 260_280 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	2.3	4.0	0.9	Intact	0.29	0.02	0.29	0.26	0.33
33	31 / 280_300 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.9	4.0	0.9	Intact	0.27	0.01	0.27	0.24	0.31
34	31 / 300_320 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.5	4.0	0.9	Intact	0.25	0.01	0.25	0.23	0.28
35	31 / 320_340 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.1	5.9	0.9	Intact	0.30	0.01	0.30	0.28	0.33
36	31 / 340_360 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.0	5.9	0.9	Intact	0.29	0.01	0.29	0.27	0.32

37	31 / 460_480 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.0	6.6	0.9	Intact	0.32	0.01	0.32	0.29	0.36
38	31 / 500_520 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.0	6.6	0.9	Intact	0.32	0.01	0.32	0.29	0.36
39	1 / 160_180 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	9.4	3.0	2.2	Cracking/Spalling	0.47	0.04	0.47	0.38	0.57
40	7 / 120_140 _ Plan incline des Oules	7.7	2.4	1.0	Cracking/Spalling	0.39	0.04	0.38	0.31	0.50
41	14 / 0_20 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	4.0	1.2	Cracking/Spalling	0.27	0.01	0.27	0.24	0.30
42	14 / 20_40 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	4.0	1.2	Cracking/Spalling	0.27	0.01	0.27	0.24	0.30
43	14 / 80_100 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	5.0	1.2	Cracking/Spalling	0.31	0.02	0.31	0.28	0.34
44	14 / 140_160 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	5.0	1.2	Cracking/Spalling	0.31	0.02	0.31	0.28	0.34
45	17 / 160_180 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	14.0	2.1	0.9	Cracking/Spalling	0.63	0.09	0.63	0.44	0.87
46	17 / 200_220 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	14.0	2.1	0.9	Cracking/Spalling	0.63	0.09	0.62	0.44	0.87
47	17 / 620_640 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	4.0	2.0	0.9	Cracking/Spalling	0.26	0.02	0.26	0.22	0.31
48	17 / 640_660 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	3.4	2.0	0.9	Cracking/Spalling	0.24	0.02	0.24	0.21	0.28
49	17 / 660_680 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	2.8	2.0	0.9	Cracking/Spalling	0.22	0.01	0.22	0.20	0.25
50	17 / 680_700 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	2.3	2.0	0.9	Cracking/Spalling	0.20	0.01	0.20	0.18	0.23
51	21 / 40_60 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	4.0	4.8	0.9	Cracking/Spalling	0.42	0.04	0.41	0.34	0.51
52	21 / 200_220 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	0.9	4.9	0.9	Cracking/Spalling	0.25	0.01	0.25	0.24	0.27
53	22 / 220_240 _ Ruisseau couvert de la Valette	0.6	3.3	0.9	Cracking/Spalling	0.19	0.00	0.19	0.18	0.20
54	24 / 40_60 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	6.0	3.3	1.2	Cracking/Spalling	0.38	0.03	0.38	0.33	0.47
55	25 / 100_120 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	11.3	3.1	0.9	Cracking/Spalling	0.63	0.08	0.62	0.46	0.84
56	31 / 520_540 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.0	6.6	0.9	Cracking/Spalling	0.32	0.01	0.32	0.29	0.36
57	32 / 0_20 _ Puits de Robiac aval	1.0	2.9	0.9	Cracking/Spalling	0.19	0.01	0.19	0.18	0.20
58	32 / 20_40 _ Puits de Robiac aval	1.0	2.5	0.9	Cracking/Spalling	0.18	0.01	0.18	0.17	0.19
59	1 / 0_20 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	3.4	5.0	2.2	Cracking/Spalling	0.48	0.07	0.46	0.35	0.63
60	1 / 60_80 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	11.9	5.0	2.2	Cracking/Spalling	0.69	0.05	0.69	0.59	0.85
61	1 / 120_140 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	11.6	3.0	2.2	Cracking/Spalling	0.49	0.03	0.50	0.42	0.56
62	1 / 180_200 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	8.3	3.0	2.2	Cracking/Spalling	0.46	0.05	0.45	0.37	0.57
63	2 / 0_20 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 2	6.0	2.0	0.8	Cracking/Spalling	0.33	0.03	0.33	0.26	0.42
64	4 / 40_60 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Cracking/Spalling	0.77	0.09	0.76	0.60	1.01
65	4 / 60_80 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Cracking/Spalling	0.77	0.09	0.76	0.60	1.01
66	4 / 140_160 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Cracking/Spalling	0.77	0.09	0.77	0.60	1.01
67	6 / 40_60 _ Tunnel de Cornas - 1	4.0	3.3	0.7	Cracking/Spalling	0.35	0.03	0.35	0.28	0.42
68	8 / 0_20 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	1.9	10.0	2.2	Cracking/Spalling	0.55	0.05	0.54	0.46	0.68
69	8 / 20_40 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	3.0	10.0	2.2	Cracking/Spalling	0.62	0.05	0.62	0.53	0.75
70	8 / 40_60 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	3.0	10.0	2.2	Cracking/Spalling	0.62	0.05	0.62	0.53	0.75
71	8 / 60_80 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	3.0	10.0	2.2	Cracking/Spalling	0.62	0.05	0.62	0.53	0.75
72	8 / 100_120 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	3.5	10.0	2.2	Cracking/Spalling	0.66	0.05	0.66	0.56	0.79
73	8 / 120_140 _ Ruisseau couvert de l'Ougouegne - 1	3.0	10.0	2.2	Cracking/Spalling	0.62	0.05	0.62	0.53	0.75
74	9 / 0_20 _ Ruisseau couvert de la Tavernolle	1.6	3.6	1.2	Cracking/Spalling	0.24	0.01	0.24	0.22	0.27
75	9 / 20_40 _ Ruisseau couvert de la Tavernolle	3.2	3.6	1.2	Cracking/Spalling	0.30	0.02	0.30	0.27	0.34
76	10 / 220_240 _ Ruisseau couvert de Lascous	10.4	3.1	1.1	Cracking/Spalling	0.54	0.07	0.53	0.41	0.72
77	14 / 60_80 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	5.0	1.2	Cracking/Spalling	0.31	0.02	0.31	0.28	0.34

78	14 / 100_120 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	5.0	1.2	Cracking/Spalling	0.31	0.02	0.31	0.28	0.34
79	14 / 160_180 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	4.0	1.2	Cracking/Spalling	0.27	0.01	0.27	0.24	0.30
80	14 / 180_200 _ Ruisseau couvert de Chalmeton	2.0	4.0	1.2	Cracking/Spalling	0.27	0.01	0.27	0.24	0.30
81	15 / 0_20 _ Tunnel Pisani	3.3	2.0	0.7	Cracking/Spalling	0.24	0.02	0.24	0.21	0.29
82	17 / 120_140 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	13.3	2.1	0.9	Cracking/Spalling	0.60	0.09	0.60	0.43	0.82
83	17 / 180_200 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	14.0	2.1	0.9	Cracking/Spalling	0.63	0.09	0.62	0.44	0.87
84	21 / 0_20 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	2.1	4.8	0.9	Cracking/Spalling	0.31	0.02	0.31	0.28	0.35
85	21 / 20_40 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	3.2	4.8	0.9	Cracking/Spalling	0.37	0.03	0.37	0.32	0.44
86	21 / 60_80 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	4.0	4.8	0.9	Cracking/Spalling	0.42	0.04	0.41	0.34	0.51
87	21 / 80_100 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	4.0	4.8	0.9	Cracking/Spalling	0.41	0.04	0.41	0.34	0.51
88	21 / 100_120 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	4.0	4.8	0.9	Cracking/Spalling	0.42	0.04	0.42	0.34	0.51
89	21 / 120_140 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	4.0	4.9	0.9	Cracking/Spalling	0.42	0.04	0.42	0.35	0.51
90	21 / 180_200 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	1.1	4.9	0.9	Cracking/Spalling	0.26	0.01	0.26	0.25	0.29
91	22 / 0_20 _ Ruisseau couvert de la Valette	2.0	8.0	1.5	Cracking/Spalling	0.43	0.02	0.43	0.39	0.47
92	22 / 20_40 _ Ruisseau couvert de la Valette	3.2	8.0	1.5	Cracking/Spalling	0.50	0.03	0.50	0.45	0.58
93	22 / 40_60 _ Ruisseau couvert de la Valette	3.5	8.0	1.5	Cracking/Spalling	0.53	0.03	0.53	0.47	0.61
94	22 / 60_80 _ Ruisseau couvert de la Valette	3.5	8.0	1.5	Cracking/Spalling	0.53	0.04	0.53	0.47	0.62
95	22 / 180_200 _ Ruisseau couvert de la Valette	4.1	3.3	1.5	Cracking/Spalling	0.33	0.02	0.33	0.28	0.38
96	22 / 200_220 _ Ruisseau couvert de la Valette	3.4	3.3	1.5	Cracking/Spalling	0.31	0.02	0.31	0.26	0.36
97	23 / 40_60 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Aval	1.2	6.8	1.4	Cracking/Spalling	0.33	0.01	0.33	0.31	0.37
98	24 / 0_20 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	2.7	3.2	1.2	Cracking/Spalling	0.27	0.01	0.27	0.24	0.30
99	24 / 80_100 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	7.7	3.3	1.2	Cracking/Spalling	0.45	0.05	0.44	0.37	0.57
100	24 / 100_120 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	6.9	2.9	1.2	Cracking/Spalling	0.38	0.03	0.38	0.32	0.48
101	25 / 0_20 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	1.0	5.0	0.9	Cracking/Spalling	0.26	0.01	0.26	0.24	0.28
102	25 / 20_40 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	2.2	3.1	0.9	Cracking/Spalling	0.24	0.01	0.24	0.22	0.27
103	25 / 60_80 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	6.4	3.1	0.9	Cracking/Spalling	0.41	0.04	0.41	0.33	0.53
104	25 / 80_100 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	7.3	3.1	0.9	Cracking/Spalling	0.45	0.05	0.45	0.35	0.58
105	25 / 500_520 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	3.4	3.0	0.9	Cracking/Spalling	0.28	0.02	0.28	0.25	0.34
106	27 / 0_20 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 3	6.3	2.0	1.0	Cracking/Spalling	0.32	0.03	0.31	0.26	0.40
107	27 / 40_60 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 3	8.0	2.0	1.0	Cracking/Spalling	0.37	0.04	0.37	0.29	0.48
108	28 / 100_120 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	2.0	2.5	1.0	Cracking/Spalling	0.21	0.01	0.21	0.19	0.23
109	28 / 120_140 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	2.0	2.5	1.0	Cracking/Spalling	0.21	0.01	0.21	0.19	0.23
110	31 / 120_140 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	10.0	4.0	0.9	Cracking/Spalling	0.67	0.08	0.66	0.50	0.88
111	31 / 360_380 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.0	5.9	0.9	Cracking/Spalling	0.29	0.01	0.29	0.27	0.32
112	31 / 480_500 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	1.0	6.6	0.9	Cracking/Spalling	0.32	0.01	0.32	0.29	0.36
113	32 / 40_60 _ Puits de Robiac aval	1.0	2.9	0.9	Cracking/Spalling	0.19	0.01	0.19	0.18	0.20
114	32 / 60_80 _ Puits de Robiac aval	1.0	2.9	0.9	Cracking/Spalling	0.19	0.01	0.19	0.18	0.20
115	11 / 0_20 _ Tunnel non inventorie de Brousse Varin	5.0	2.1	0.7	Bulging	0.31	0.03	0.31	0.25	0.39
116	17 / 0_20 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	2.9	3.0	0.9	Bulging	0.27	0.02	0.27	0.24	0.31
117	17 / 20_40 _ Ruisseau couvert du ruisseau blanc	4.6	3.0	0.9	Bulging	0.34	0.03	0.34	0.28	0.41
118	21 / 160_180 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	3.6	4.9	0.9	Bulging	0.40	0.03	0.40	0.34	0.48

119	21 / 260_280 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	1.7	6.0	0.9	Bulging	0.34	0.02	0.34	0.30	0.39
120	21 / 340_360 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	2.8	6.0	0.9	Bulging	0.41	0.03	0.41	0.35	0.48
121	25 / 40_60 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	4.7	3.1	0.9	Bulging	0.34	0.03	0.34	0.29	0.42
122	28 / 60_80 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	2.0	2.5	1.0	Bulging	0.21	0.01	0.21	0.19	0.23
123	28 / 80_100 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 1	2.0	2.5	1.0	Bulging	0.21	0.01	0.21	0.19	0.23
124	30 / 0_20 _ Ruisseau couvert les Grottes - 1	1.5	4.0	1.2	Bulging	0.25	0.01	0.25	0.23	0.28
125	31 / 60_80 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	9.9	4.0	0.9	Bulging	0.66	0.08	0.66	0.50	0.87
126	31 / 140_160 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	8.0	4.0	0.9	Bulging	0.57	0.07	0.56	0.43	0.73
127	21 / 300_320 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	2.2	6.0	0.9	Bulging	0.38	0.03	0.38	0.33	0.44
128	21 / 320_340 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	2.5	6.0	0.9	Bulging	0.39	0.03	0.39	0.34	0.46
129	22 / 80_100 _ Ruisseau couvert de la Valette	3.5	8.0	1.5	Bulging	0.53	0.04	0.53	0.47	0.62
130	25 / 440_460 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	14.5	3.0	0.9	Bulging	0.77	0.11	0.76	0.55	1.04
131	25 / 480_500 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	12.1	3.0	0.9	Bulging	0.65	0.09	0.65	0.48	0.87
132	31 / 20_40 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	9.0	4.0	0.9	Bulging	0.62	0.07	0.61	0.47	0.80
133	4 / 0_20 _ Ruisseau couvert de la Trouche	10.0	5.8	1.4	Collapsed	0.77	0.09	0.77	0.60	1.01
134	10 / 180_200 _ Ruisseau couvert de Lascous	6.7	3.1	1.1	Collapsed	0.40	0.04	0.40	0.33	0.51
135	10 / 200_220 _ Ruisseau couvert de Lascous	8.6	3.1	1.1	Collapsed	0.47	0.05	0.47	0.37	0.61
136	15 / 120_140 _ Tunnel Pisani	8.0	2.0	0.7	Collapsed	0.42	0.05	0.42	0.32	0.54
137	21 / 240_260 _ Ruisseau couvert de Rochessadoule Amont	1.4	6.0	0.9	Collapsed	0.32	0.02	0.32	0.29	0.36
138	22 / 100_120 _ Ruisseau couvert de la Valette	3.6	7.9	1.5	Collapsed	0.52	0.04	0.52	0.46	0.61
139	24 / 60_80 _ Ruisseau couvert de Frayssinet	6.9	3.0	1.2	Collapsed	0.39	0.04	0.39	0.33	0.49
140	25 / 120_140 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	24.4	3.1	0.9	Collapsed	1.30	0.21	1.29	0.88	1.83
141	25 / 140_160 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	27.3	3.1	0.9	Collapsed	1.47	0.25	1.47	0.98	2.08
142	25 / 160_180 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	27.6	3.1	0.9	Collapsed	1.49	0.25	1.48	0.99	2.09
143	25 / 180_200 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	27.9	3.1	0.9	Collapsed	1.51	0.26	1.50	1.00	2.13
144	25 / 200_220 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	28.2	3.1	0.9	Collapsed	1.53	0.26	1.52	1.01	2.16
145	25 / 220_240 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	28.5	3.1	0.9	Collapsed	1.54	0.27	1.53	1.02	2.19
146	25 / 240_260 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	28.8	3.1	0.9	Collapsed	1.57	0.27	1.55	1.03	2.22
147	25 / 260_280 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	31.4	3.1	0.9	Collapsed	1.72	0.30	1.72	1.13	2.45
148	25 / 280_300 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	36.1	3.1	0.9	Collapsed	2.03	0.36	2.02	1.31	2.90
149	25 / 320_340 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	22.0	3.1	0.9	Collapsed	1.17	0.19	1.16	0.79	1.62
150	25 / 340_360 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	20.8	3.0	0.9	Collapsed	1.08	0.17	1.07	0.74	1.51
151	25 / 360_380 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	19.5	3.0	0.9	Collapsed	1.01	0.16	1.01	0.70	1.41
152	25 / 380_400 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	18.3	3.0	0.9	Collapsed	0.96	0.15	0.95	0.66	1.32
153	25 / 400_420 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	17.0	3.0	0.9	Collapsed	0.89	0.13	0.88	0.62	1.22
154	25 / 420_440 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	15.8	3.0	0.9	Collapsed	0.83	0.12	0.83	0.58	1.14
155	26 / 0_20 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 2	5.0	2.5	0.7	Collapsed	0.34	0.03	0.34	0.27	0.42
156	31 / 40_60 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	9.4	4.0	0.9	Collapsed	0.64	0.08	0.63	0.48	0.83
157	31 / 80_100 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	10.3	4.0	0.9	Collapsed	0.69	0.09	0.69	0.52	0.90
158	31 / 100_120 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	10.8	4.0	0.9	Collapsed	0.71	0.09	0.71	0.53	0.94

159	31 / 160_180 _ Ruisseau couvert Les Forges - 1	6.0	4.0	0.9	Collapsed	0.46	0.05	0.46	0.37	0.59
160	1 / 20_40 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	10.0	5.0	2.2	Collapsed	0.64	0.05	0.65	0.54	0.75
161	1 / 40_60 _ Tunnel du Terril de Champclauson - 1	15.0	5.0	2.2	Collapsed	0.79	0.08	0.78	0.66	1.03
162	5 / 0_20 _ Tunnel de Cornas - 2	4.0	1.5	0.7	Collapsed	0.24	0.02	0.24	0.20	0.29
163	15 / 100_120 _ Tunnel Pisani	7.0	2.0	0.7	Collapsed	0.38	0.04	0.38	0.29	0.49
164	25 / 300_320 _ Ruisseau couvert de la Vieille Valette	40.0	3.1	0.9	Collapsed	2.30	0.42	2.27	1.46	3.29
165	27 / 20_40 _ Ruisseau couvert de la Jasse - 3	7.8	2.0	1.0	Collapsed	0.36	0.04	0.36	0.29	0.47
166	i\ ii_ii_ Z_Rochessadoule Avant	7.0	6.0	0.9	Collapsed	0.69	0.08	0.69	0.54	0.87

Appendix 2: Experimental design of FD models for the determination of σ_{vm}.

	Model #	E_m (Pa)	E_b (Pa)	H (m)	sp (m)	th (m)	FD model σ_{vm} (MPa)	Meta-model σ_{vm} (MPa)
Optimized plan in the 75% interval of the geometrical characteristics	1	1.E+08	1.E+08	7.8	6	0.9	0.19	0.27
	2	1.E+10	1.E+06	14	2.1	0.9	0.67	0.65
	3	1.E+08	1.E+08	1.7	4	0.9	0.09	-0.11
	4	1.E+10	1.E+08	1.7	6	0.9	0.31	0.36
	5	1.E+10	1.E+08	14	2.1	1.5	0.53	0.46
	6	1.E+10	1.E+06	1.7	2.1	1.5	0.12	0.08
	7	1.E+08	1.E+08	14	6	1.5	0.29	0.53
	8	5.E+09	5.E+07	14	4	0.9	0.98	0.95
	9	1.E+08	1.E+06	14	6	0.9	1.39	1.17
	10	1.E+10	1.E+08	14	6	0.9	1.34	1.23
	11	1.E+08	5.E+07	14	2.1	1.5	0.31	0.36
	12	1.E+08	1.E+08	1.7	2.1	1.5	0.08	0.00
	13	1.E+10	1.E+06	7.8	6	0.9	0.92	0.89
	14	1.E+08	1.E+06	1.7	2.1	0.9	0.14	0.17
	15	1.E+10	1.E+08	1.7	2.1	0.9	0.13	0.26
	16	1.E+10	1.E+08	1.7	6	1.5	0.26	0.27
	17	1.E+08	1.E+06	1.7	6	1.5	0.26	0.33
	18	1.E+08	1.E+06	7.8	4	1.5	0.49	0.47
	19	1.E+10	5.E+07	7.8	6	1.5	0.65	0.67
	20	5.E+09	1.E+06	14	2.1	1.5	0.55	0.49
	21	1.E+08	1.E+06	14	2.1	1.2	0.58	0.51
	22	1.E+08	1.E+08	14	2.1	0.9	0.19	0.28
	23	5.E+09	1.E+06	1.7	6	0.9	0.32	0.46
	24	1.E+10	1.E+06	14	6	1.5	1.06	1.03
	25	1.E+08	5.E+07	1.7	6	1.2	0.28	0.15
	26	1.E+10	1.E+06	1.7	4	1.2	0.20	0.23
	27	5.E+09	1.E+08	7.8	2.1	1.2	0.36	0.31
	28	5.E+09	5.E+07	7.8	4	1.2	0.53	0.55
Added experiments	29	1.E+09	1.E+08	40	2.1	1.5	1.10	1.02
	30	1.E+10	1.E+07	30	4	1.2	1.66	1.80
	31	1.E+08	1.E+07	1	10	0.9	0.34	0.42
	32	1.E+09	1.E+06	15	5	2.5	0.77	0.77
	33	1.E+08	1.E+08	3	10	2.5	0.24	0.14
	34	1.E+08	1.E+06	1	2	1	0.10	0.15
	35	1.E+10	1.E+06	5	5	0.5	0.83	0.73
	36	1.E+08	1.E+06	20	1	0.5	0.73	0.82
	37	1.E+08	1.E+08	5	5	2.5	0.17	0.27

Résumé: Les ruisseaux couverts sont d'anciens tunnels maçonnés à vocation hydraulique, recouverts de stériles miniers au-dessus desquels différentes infrastructures ont été construites. De récents effondrements posent aujourd'hui la problématique de l'estimation du risque d'effondrement de ces ouvrages. Dans cette thèse, nous avons tenté de proposer une méthodologie permettant de répondre à cette problématique. Du fait de l'intensité du phénomène étudié, l'étude s'est concentrée sur la détermination de la probabilité d'occurrence et sur les enjeux.
L'utilisation de la méthode multicritère AHP a permis de proposer une note de risque à partir des enjeux et des désordres en présence. Du fait de l'incapacité du modèle à estimer rétroactivement les effondrements relevés sur 28 ouvrages, l'étude s'est par la suite concentrée sur l'estimation de la probabilité d'occurrence des effondrements.
Une analyse statistique a permis d'estimer que les effondrements rencontrés dans ces ouvrages étaient liés à l'effondrement des piédroits (83% des cas) et à l'effondrement de la sortie des ouvrages (17% des cas). L'utilisation de la méthode de la régression logistique a permis, à partir de paramètres géométriques et de désordres observés, d'estimer rétroactivement et avec un F1-score moyen de 84% la probabilité d'occurrence de ces deux types d'effondrement.
Afin de prendre en compte la dégradation des propriétés mécaniques des maçonneries, nous avons proposé un méta-modèle d'estimation du coefficient de sécurité des piédroits à partir de modèles numériques. L'approche a été évaluée rétroactivement et a permis d'obtenir un F1-score de 82%.
Une combinaison des approches a ensuite été utilisée pour estimer le risque effondrement de 28 ouvrages découpés virtuellement en 180 tronçons. La méthodologie développée et les résultats obtenus pourront permettre de prioriser des actions préventives (réparations d'ouvrages, sécurisations de zones d'effondrement potentiel et mise en sécurité des personnes).

Mots clés: Ruisseaux couverts, tunnels maçonnés anciens, ouvrages souterrains, effondrement, évaluation des risques, analyse multicritère, analyse statistique, modélisation numérique.

Abstract: Covered streams tunnels are old masonry hydraulic tunnels, covered with tailings, over which various infrastructures were constructed. Recent and unforeseen collapses have raised the issue of the lack of knowledge on the risk assessment of these tunnel collapses. In this thesis, we have proposed a methodology to tackle such an issue. Because of the intensity of the phenomenon, the study focused on determining the probability of occurrence of this identified hazard and the stake value.
The application of the multi-criteria analysis enabled to propose a risk-scoring model based on the issues and the disorders involved. As the model fails to retroactively predict the collapses observed on 28 structures, the study then focused on estimating the probability of the collapse occurrence.
A statistical analysis has enabled us to estimate that the collapses encountered in these tunnels were related to the collapse of the sidewalls (83% of the total number of collapses) and the tunnel exit collapse (17% of the total number of collapses). The application of the logistic regression method, by using the geometrical features and the disorders observed in-situ, enabled to evaluate retroactively, with an average F1-score of 84 %, the probability of occurrence of these two types of collapses.
In order to consider the degradation of the mechanical properties of masonry, we have proposed a meta-model that could estimate a safety coefficient of the sidewalls from numerical models. The approach was evaluated retroactively and resulted in an F1 score of 82%.
All of these approaches were then aggregated and used to assess the collapse risk of 28 underground tunnels virtually divided into 180 sections. The methodology developed and the results obtained will enable us to prioritize preventive actions (structural repairs, securing potential areas of collapse and securing people).

Keywords: Covered stream tunnel, old masonry tunnels, underground structures, collapse, risk assessment, multi-criteria analysis, statistical analysis, numerical modelling.