



HAL
open science

Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation

Xuan Huy Nguyen

► **To cite this version:**

Xuan Huy Nguyen. Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation. Matériaux. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG, 2006. Français. NNT: . tel-00087712

HAL Id: tel-00087712

<https://theses.hal.science/tel-00087712>

Submitted on 26 Jul 2006

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.

THESE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'INPG

Spécialité : « **Mécanique des milieux Géophysiques et Environnement** »

préparée au laboratoire Sols, Solides, Structures

dans le cadre de l'Ecole Doctorale Terres, Univers, Environnement

présentée et soutenue publiquement

par

Xuân Huy NGUYEN

le 12 Juin 2006

Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation

Jury

M. Christian	LA BORDERIE	Président du Jury - Rapporteur
M. Nicolae	ILE	Rapporteur
M. Pascal	PERROTIN	Examineur
M. Jacky	MAZARS	Directeur de thèse
M. Panagiotis	KOTRONIS	Codirecteur de thèse

A ma famille

Remerciements

Cette thèse a été effectuée au sein du laboratoire Sols, Solides, Structures dans le cadre du programme de recherche ECOLEADER.

Je tiens à remercier tout d'abord l'ensemble des membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail, et tout particulièrement les deux rapporteurs. Monsieur Christian LA BORDERIE, à part la lourde tâche de rapporteur, m'a fait honneur de présider mon jury de thèse. Monsieur Nicolae ILE, avec qui j'ai beaucoup admiré sa connaissance durant nos discussions. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche. J'adresse mes remerciements à Monsieur Pascal Perrotin qui m'a fait l'honneur d'examiner ma thèse.

Une thèse ne se fait pas sans mentor(s). J'ai eu la chance d'avoir deux directeurs de thèse que je ne peux pas refléter totalement mes connaissances durant mes années de thèse.

Jacky MAZARS, qui m'a accueillie pendant trois ans au sein de l'équipe RV du laboratoire 3S. Il m'a dirigé tout au long de cette thèse et a donné les grands axes de recherche. Il a distillé ses conseils éclairés, fruits d'une expérience et une culture inégalées.

Panagiotis KOTRONIS, qui m'a inculqué un mode de pensée, une façon d'aborder les problèmes scientifiques que, j'espère, je conserverai. J'ai admiré sa capacité et sa rapidité à comprendre mes problèmes, à me suggérer de nouvelles pistes de réflexion.

Dans le cadre du programme ECOLEADER, les relations avec des partenaires ont également été fructueuses. La partie expérimentale de cette étude n'a pu être bien menée à bien grâce aux concepteurs, représentée par Philippe BISCH et André COIN. Je tiens à remercier également toute l'équipe de laboratoire LNEC Lisbonne qui a fourni les résultats expérimentaux et m'a chaleureusement accueilli durant mon séjour à Lisbonne.

J'adresse mes remerciements à Luc DAVENNE, Maître de conférences à LMT Cachan d'avoir consacré son temps à répondre mes questions sur l'utilisation du code Aster.

Que mes collègues du 3S trouvent ici toute ma reconnaissance pour ces trois années passées en leurs compagnies. Que l'avenir leur permette de réaliser leurs projets.

Mes plus vifs remerciements vont également à tous mes amis avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pendant mes sept années en France.

Pour le meilleur, c'est mes parents et ma petite sœur. C'est grâce à leur amour éternel que je peux franchir les obstacles les plus difficiles. Ils savent déjà combien je leur dois.

Résumé

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de la recherche ECOLEADER des programmes européens d'accès aux grades installations ayant comme objectif l'amélioration de nos connaissances sur la vulnérabilité des structures à voiles porteurs sous chargement sismique. Une stratégie de modélisation simplifiée basée sur des éléments de poutre multifibre Euler - Bernoulli ou Timoshenko est présentée. Les lois utilisées pour le béton et l'acier sont basées sur la mécanique de l'endommagement et la plasticité respectivement. Malgré sa simplicité, le modèle permet de modéliser de façon satisfaisante le comportement global des structures en béton armé sous chargement dynamique. De plus, il est capable de reproduire qualitativement les tendances du schéma de fissuration et la position des zones d'endommagement. Les calculs non linéaires dynamiques sont les seuls capables d'évaluer les marges de variation de l'effort normal, d'étudier l'état des sections vis-à-vis de l'état ultime et de fournir ainsi les informations nécessaires dans la phase de conception. Outil disponible pour l'ingénierie, cette approche doit être considérée comme pouvant être utilisée en parallèle avec les méthodes classiques de dimensionnement et elle est en mesure de conforter les décisions des concepteurs.

Abstract

This work is done in the framework of the ECOLEADER program - European consortium of laboratories for earthquake and dynamic experimental research - to improve our knowledge on the vulnerability of reinforced concrete structural walls submitted to seismic loadings. A modelling strategy based on Euler - Bernoulli or Timoshenko multifiber beams is presented. Constitutive laws are based on plasticity for steel and damage mechanics for concrete. This simplified model permits to reproduce the global behaviour of reinforced concrete structures under dynamic loading. Critical zones and damage distributions are also correctly predicted. Non linear dynamic calculations are the only ones able to simulate the variation of the axial force and thus they are a necessary tool for the design and conception of new buildings.

Table des matières

INTRODUCTION: POSITIONNEMENT DU PROBLEME	5
CHAPITRE 1: COMPORTEMENT MECANIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE DU BETON ET DE L'ACIER.....	11
1.1 Comportement mécanique du béton	12
1.1.1 Compression	12
1.1.2 Traction.....	13
1.1.3 Chargement cyclique de traction - compression	14
1.2 Modélisation numérique de comportement du béton.....	15
1.2.1 Modèles d'endommagement.....	15
1.2.1.1 <i>Modèle Mazars</i>	17
1.2.1.2 <i>Modèle La Borderie</i>	19
1.2.2 Modèles élastoplastiques.....	21
1.2.3 Autres familles de modèles	22
1.3 Comportement mécanique de l'acier	23
1.3.1 Traction - compression.....	23
1.3.2 Chargement cyclique de traction - compression	23
1.4 Modélisation numérique de comportement de l'acier	24
1.4.1 Modèle élasto - plastique simplifié.....	24
1.4.2 Modèle Pinto - Menegotto	25
1.5 Conclusions	28
CHAPITRE 2: ELEMENT POUTRE MULTIFIBRE.....	31
2.1 Introduction	32
2.2 Elément poutre multifibre	34
2.2.1 Eléments de la théorie des poutres.....	35
2.2.2 Elément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur.	37
2.2.2.1 <i>Fonctions d'interpolation</i>	37
2.2.2.2 <i>Matrices de rigidités</i>	39
2.2.2.3 <i>Matrices de masse</i>	41
2.2.2.4 <i>Efforts internes et efforts résultants</i>	42
2.2.2.5 <i>Implémentation numérique</i>	43

2.2.3	Elément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1	43
2.2.3.1	<i>Fonctions d'interpolation</i>	43
2.2.3.2	<i>Matrices de rigidité</i>	44
2.2.3.3	<i>Matrices de masse</i>	46
2.2.3.4	<i>Efforts internes et efforts résultants</i>	46
2.2.4	Elément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli	46
2.2.4.1	<i>Fonctions d'interpolation</i>	47
2.2.4.2	<i>Matrices de rigidité</i>	47
2.2.4.3	<i>Matrices de masse</i>	48
2.2.4.4	<i>Efforts internes et efforts résultants</i>	49
2.3	Exemple d'application	50
2.4	Conclusions	56
 CHAPITRE 3: ESSAI SUR TABLE VIBRANTE D'UNE STRUCTURE A MUR A CELLULES CONTREVENTEES.....		57
3.1	Programme d'essai sur table vibrante ECOLEADER	58
3.1.1	Introduction.....	58
3.1.2	Méthode de dimensionnement de la maquette	58
3.1.3	Caractéristiques de la maquette.....	61
3.1.4	Matériaux utilisés	63
3.1.4.1	<i>Béton</i>	63
3.1.4.2	<i>Acier</i>	65
3.1.5	Instrumentation	67
3.1.6	Table sismique	72
3.1.7	Programme de chargement.....	72
3.2	Méthode adoptée pour l'exploitation des résultats	74
3.3	Présentation des résultats expérimentaux	81
3.3.1	Principaux résultats	81
3.3.1.1	<i>Tableaux de résultats</i>	81
3.3.1.2	<i>Test T0 (0.3g selon X)</i>	84
3.3.1.3	<i>Test T1 (0.14g selon Y)</i>	84
3.3.1.4	<i>Test T2 (0.24g selon X et 0.15g selon Y)</i>	85
3.3.1.5	<i>Test T3 (0.45g selon X et 0.27g selon Y)</i>	85
3.3.1.6	<i>Test T4 (0.55g selon X et 0.3g selon Y)</i>	86
3.3.1.7	<i>Test T5 (0.74g selon X et 0.36g selon Y)</i>	87
3.3.1.8	<i>Test T6 (0.85g selon X et 0.5g selon Y)</i>	88
3.3.2	Commentaires sur les résultats expérimentaux	88
3.3.2.1	<i>Comparaison entre les essais et le dimensionnement</i>	88
3.3.2.2	<i>Allure de la déformée</i>	89
3.3.2.3	<i>Influence de l'effort normal dynamique</i>	90

3.3.2.4	<i>Effet du séisme en Y sur les deux murs en X</i>	91
3.4	Conclusions	92
CHAPITRE 4: MODELISATION NUMERIQUE DE LA MAQUETTE ECOLEADER. CALCULS PRE ET POST ESSAIS		95
4.1	Introduction	96
4.2	Calculs pré - essais	96
4.2.1	Discrétisation de structure.....	96
4.2.2	Caractéristiques des matériaux.....	97
4.2.3	Calculs statiques (poussée progressive, push-over)	98
4.2.4	Analyse modale.....	101
4.2.5	Calculs dynamiques	101
4.3	Calculs post - essais	104
4.3.1	Calibrage des fréquences propres	104
4.3.2	Résultats	106
4.3.2.1	<i>Comparaisons temporelles</i>	106
4.3.2.2	<i>Etats de dégradation</i>	112
4.3.2.3	<i>Comparaison avec l'état limite ultime (ELU)</i>	116
4.3.2.4	<i>Tableau des valeurs maximales</i>	119
4.4	Conclusions	120
CHAPITRE 5: ETUDES PARAMETRIQUES		121
5.1	Introduction	122
5.2	Etude paramétrique : Maillage	122
5.2.1	Influence du nombre d'éléments	122
5.2.2	L'influence du nombre de fibres	125
5.3	Etude paramétrique : Chargement	127
5.3.1	Problématique	127
5.3.2	Résultats	128
5.3.2.1	<i>Déplacement relatif inter - étages</i>	128
5.3.2.2	<i>Effort normal</i>	129
5.3.2.3	<i>Etat de dégradation</i>	131
5.4	Conclusions	132
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES		135

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	139
ANNEXES	151
Annexe 1 : Programme ECOLEADER- Plans de ferrailage de la maquette	152
Annexe 2 : Programme ECOLEADER- Résultats expérimentaux	156

Introduction: Positionnement du problème

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio - économiques coûteuses et quelquefois graves en termes de nombre de victimes et de blessés. Dans la famille des risques naturels les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...) [AFPS 2002, 2003, 2004]. C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables.



Figure 1- Séisme Izmit - Turquie [Site web AFPS]

Dans cette étude, nous nous intéressons particulièrement aux ouvrages ayant comme principaux éléments de résistance des voiles en béton. Les voiles sont des structures verticales à deux dimensions. Ils présentent généralement une grande résistance et rigidité vis-à-vis des forces horizontales dans leur plan. Ils sont très présents dans les constructions notamment en France. Ils jouent un rôle très important pour la sécurité sous chargement sismique [Davidovici, 1985].

Problématique

Depuis la mise au point des règles PS92 [NF P 06 013, 1995], la reconsidération des approches existantes concernant le dimensionnement des murs en béton armé des bâtiments soumis à un séisme est devenue nécessaire. De nombreux pays adoptent une conception de bâtiments avec peu de murs portant relativement peu de charges verticales mais assurant l'essentiel de la fonction de contreventement. Les murs se comportent alors comme des poutres verticales en flexion sous l'effet des forces sismiques. Sous réserve que la base de chaque mur soit convenablement ancrée dans sa fondation et que le ferrailage soit adapté, une rotule plastique peut se former à sa base. La méthode de dimensionnement qui en résulte

(murs ductiles), initiée en Nouvelle - Zélande et reprise dans l'Eurocode 8 (EC8) [NF P 06 031-3, 2001] consiste à assurer d'une part la position de la rotule plastique en pied, d'autre part la ductilité de cette rotule plastique vis - à - vis de la rotation [Paulay et al. 1992] (figure 2).

En France, il est d'usage de disposer d'un assez grand nombre de murs qui portent collectivement une bonne part de la charge verticale et qui sont surdimensionnées pour des raisons d'ordre architectural. Ils sont en outre généralement disposés dans deux directions orthogonales et liés entre eux. Il est difficile d'imaginer que tels murs puissent être ancrés efficacement dans le sol et que des rotules plastiques puissent se former à leur base. La méthode des murs ductiles n'est donc pas adaptée à la conception des murs surabondants. Ces murs sont usuellement dimensionnés selon la technique française et nécessitent généralement peu d'armatures pour résister aux efforts dus à un séisme [Bisch et al. 2006]. Contrairement à la philosophie de l'EC8 qui privilégie une concentration des dommages à la base, la méthode française consistée grâce à une optimisation des armatures à dissiper l'énergie le long de la hauteur du bâtiment (figure 2).

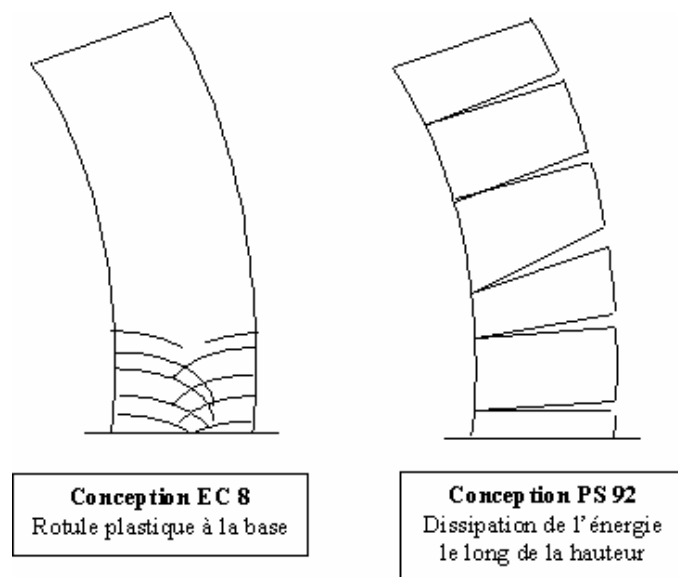


Figure 2- Les modes de rupture selon EC8 et PS 92

Dans le but d'étudier et de valider le comportement de murs en béton armé sous sollicitation sismique dimensionnés suivant l'approche PS92, plusieurs programmes de recherche ont été réalisés ces dernières années (figure 3). Le projet CASSBA (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) [Brachet et al. 1994] a démontré le bon fonctionnement de voiles faiblement armés, simplement posés sur une table vibrante. Le programme CAMUS (Conception et Analyse des MURs sous séisme) [Coin 2000], [CAFEEL-ECOEST/ICONS

2001], [Mazars et al. 2002a], [Kotronis et al. 2005c] s’inscrivait dans le cadre de la maîtrise du risque sismique pour des voiles en béton armé dimensionnés selon l’EC8 ou les règles PS92, simplement posés sur une couche de sable ou encastrés sur la table sismique et sollicités dans leur plan. Le programme suivant, CAMUS 2000, [Bisch et al. 2000], [Mazars et al. 2004] voulait démontrer la légitimité de la conception PS92 pour des réponses 3D. Des résultats en bidirectionnel ont pu être obtenus sur l’essai CAMUS 2000-1 mais le contreventement métallique utilisé s’est avéré ne pas être représentatif d’un contreventement classique béton. La structure la plus représentative d’une cellule contreventée en béton est celle utilisée dans le nouveau programme ECOLEADER [Bisch et al. 2005], [Kotronis et al. 2005b], [Mazars et al. 2005], [Nguyen et al. 2005a, 2005b, 2006a, 2006b]. C’est donc sur les résultats de cet essai que nous avons réalisé les présentes études.

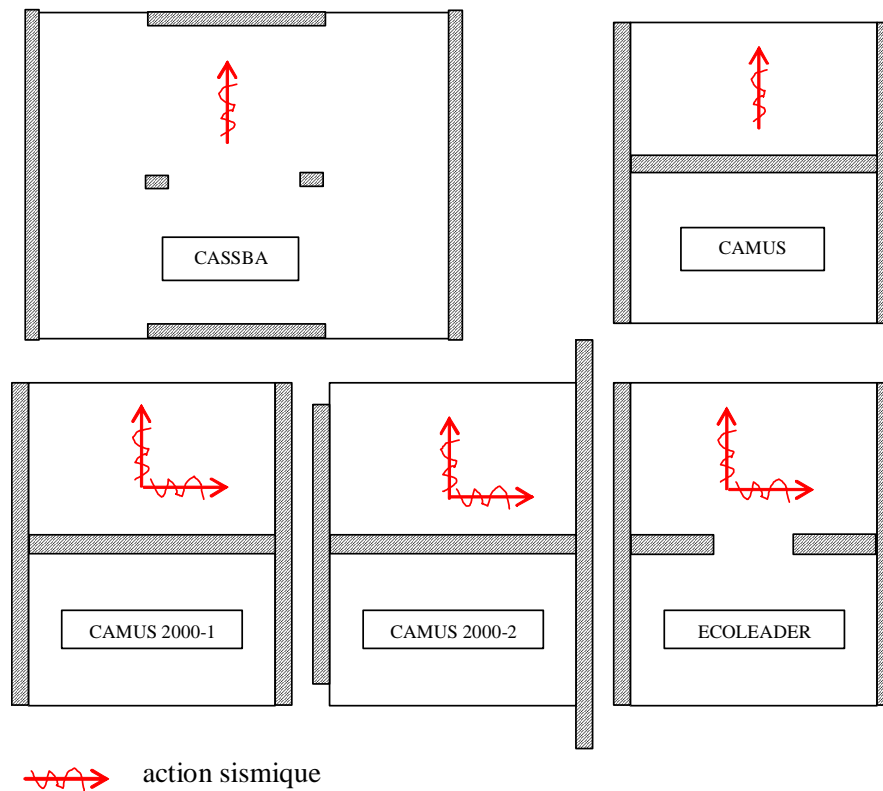


Figure 3- Vues en plan de structures testées sur table vibrante et des directions de chargement imposées

La recherche ECOLEADER du cadre des programmes européens d’accès aux grandes installations concerne des essais de murs faiblement armés testés sur la table sismique du LNEC (National Laboratory for Civil Engineering) à Lisbonne. Il s’agit d’une étude comparée du comportement de deux maquettes à murs banchés porteurs à coffrage identique comportant un mur à file d’ouvertures. La première maquette a été conçue par l’Université de Ljubljana

en Slovénie, selon les usages en Europe centrale. Le dimensionnement de la deuxième maquette a été fait par des experts du génie parasismique suivant le concept français de murs structuraux faiblement armés [Bisch et al. 2005], [Coin et al. 2005]. Les résultats que nous présentons dans cette thèse concernent uniquement la maquette française.

Le travail de thèse est développé en cinq chapitres :

- ❖ Le chapitre 1 débute par une synthèse bibliographique sur le comportement mécanique des matériaux fréquemment utilisés dans le génie civil (béton et acier). Plusieurs modèles numériques sont également présentés.
- ❖ Le chapitre 2 présente la théorie permettant de mettre en place les éléments poutres multifibres. Après une introduction qui porte sur l'intérêt des méthodes simplifiées, les échelles de modélisation et de discrétisation, plusieurs éléments finis poutres multifibres de cinématique Timoshenko et Euler - Bernoulli sont détaillés. L'élément de poutre multifibre Euler - Bernoulli est ensuite choisi pour le reste de ce travail. Des exemples d'application avec ce type d'élément sont présentés. Ils concernent la modélisation des essais sur poteaux en béton armé soumis à des chargements cycliques.
- ❖ Le chapitre 3 traite du programme de recherche ECOLEADER. La maquette française est présentée en détail : le dimensionnement, les caractéristiques, les propriétés des matériaux utilisés, la disposition des instrumentations mesurées... Les principaux résultats des essais sont ici représentés et commentés (la totalité des résultats expérimentaux peut être consultée en annexes à la fin du présent document).
- ❖ Le chapitre 4 concerne la simulation du comportement sismique de la maquette ECOLEADER. La première partie est consacrée à l'étude numérique pré - essais, ce qui a permis de prévoir, au moins qualitativement, les effets principaux des sollicitations imposées et de définir les séquences de chargement. Dans la deuxième partie (post - essai), nous mettons en dialogue les résultats numériques et expérimentaux. La confrontation des résultats montre l'efficacité et les limites de la stratégie de modélisation choisie.
- ❖ Le chapitre 5 s'articule autour des études paramétriques afin d'étudier l'influence du maillage et des directions de chargement sur le comportement de la maquette ECOLEADER.

Le présent document termine avec les conclusions générales et les différentes perspectives possibles.

Chapitre 1: Comportement mécanique et modélisation numérique du béton et de l'acier

1.1 Comportement mécanique du béton

1.1.1 Compression

L'essai de compression uniaxiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton en compression. L'allure générale de la courbe contrainte - déformation est donnée par la figure 1.1. Nous observons les quatre phases suivantes :

- La réponse est linéaire jusqu'à 30% - 50% de la limite en compression f_c .
- La courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite f_c . Apparition de l'irréversibilité (déformation permanente).
- La courbe présente un pic suivi d'une branche post - pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (figure 1.1a).
- La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de micro - fissures et augmentation de volume ($\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ sont les déformations principales - figure 1.1b).

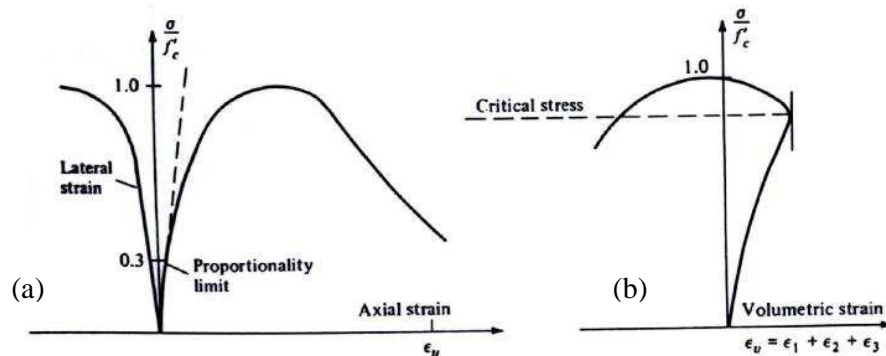


Figure 1.1-Comportement du béton en compression simple [Chen 1982]

Cette dégradation du matériau essentiellement liée au développement de micro - fissures s'orientant parallèlement à la direction du chargement (et sont donc perpendiculaires aux directions d'extension). Cet endommagement a fait l'objet de nombreux travaux [Lorrain 1974], [Chen 1982] [Mazars 1984], [Berthaud 1988], [Marcio et al. 2002].

L'essai cyclique en compression (figure 1.2) montre également que les micro - fissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, nous distinguons clairement l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge - décharge. L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Cette dissipation

d'énergie s'explique par la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment.

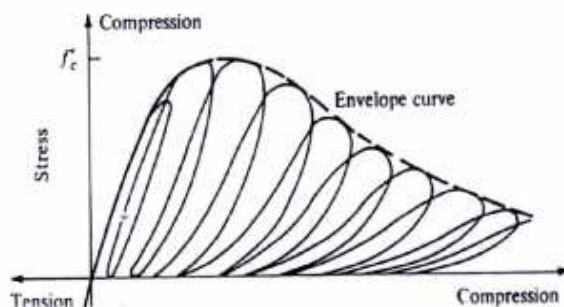


Figure 1.2- Comportement cyclique du béton en compression simple [Karsan et al 1969]

1.1.2 Traction

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante. Terrien a réalisé un essai de traction sur une éprouvette cylindrique carottée dans un bloc confectionné en micro - béton (figure 1.3). Nous pouvons distinguer les deux phases suivantes :

- l'avant pic ($\sigma < f_t$) où la courbe est presque linéaire (f_t étant la limite en traction) ;
- l'après pic où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser, les déformations pouvant continuer à croître. Apparition de l'irréversibilité (déformation permanente).

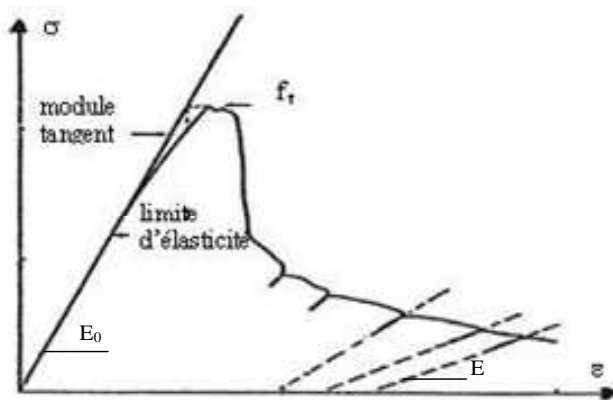


Figure 1.3- Comportement du béton en traction simple [Terrien 1980]

La progression de micro - fissure conduit à la formation de fissures à l'échelle macroscopique. Ce mécanisme se traduit par un endommagement directionnel du matériau qui devient

orthotrope. Les cycles charge - décharge permettent de constater une chute importante de module en fin d'essai ($E \approx E_0/2$, figure 1.3).

L'essai de traction cyclique (figure 1.4) montre que les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci s'explique par le fait que le frottement entre les lèvres des micros - fissures est moins important qu'en compression.

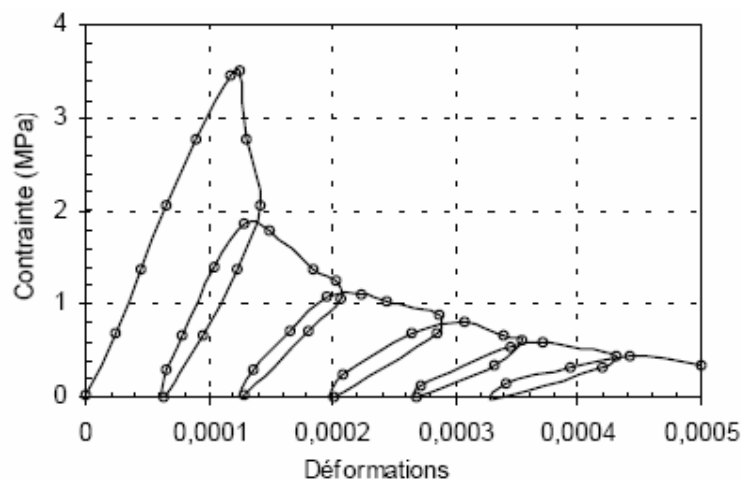


Figure 1.4- Comportement cyclique du béton en traction simple [Gopalaratnam et al. 1985]

1.1.3 Chargement cyclique de traction - compression

Les essais cycliques de traction - compression (voir par exemple l'essai P.I.E.D - Pour Identifier l'Endommagement Diffus, [Mazars et al. 1990], [Ramtani 1990]) permettent de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton.

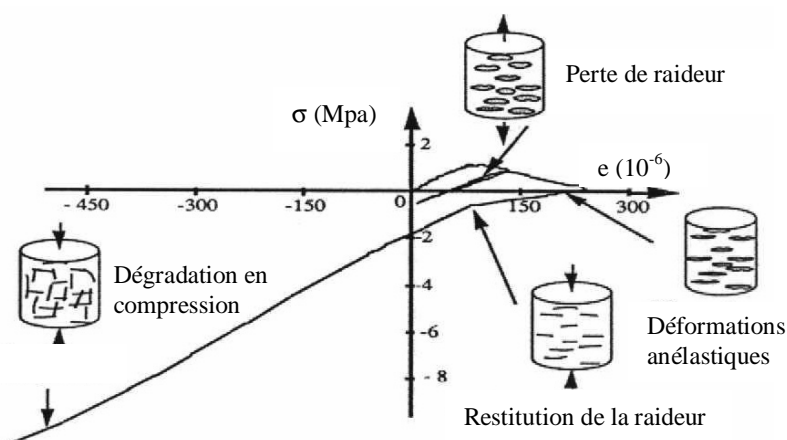


Figure 1.5 -Essai P.I.E.D : Comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression [Ramtani 1990]

Il consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression. Le béton retrouve sa raideur initiale grâce à la refermeture des fissures.

1.2 Modélisation numérique de comportement du béton

Face à la complexité de comportement du béton, plusieurs modèles numériques ont été proposés. Cette partie est consacrée à la présentation de quelques familles de modèles existants. Les modèles utilisés plus spécifiquement dans la suite de ce travail seront développés en détail.

1.2.1 Modèles d'endommagement

Nous pouvons citer dans ce cadre les travaux de [Kachanov 1958, 1986], [Mazars 1984, 1986], [Lemaitre et al. 1986], [Pijaudier-Cabot et al. 1987], [Mazars et al. 1989], [La Borderie 1991], [Lemaitre 1992], [Ragueneau et al. 2000], [La Borderie 2003], [Jirásek 2004]. Il s'agit d'une approche qui se base sur la thermodynamique des processus irréversibles. Le potentiel thermodynamique énergie libre ψ est une fonction convexe de toutes les variables d'état et, en particulier, de l'endommagement D considéré ci-dessous comme un scalaire :

$$\psi = \psi(\underline{\underline{\varepsilon}}^e, T, D, V_k) \quad (1.1)$$

$\underline{\underline{\varepsilon}}^e$ est le tenseur de déformation élastique d'ordre 2 et T la température. Le terme V_k désigne les autres variables internes comme les variables d'écroûissage. La variable d'endommagement D est aussi considérée comme une variable d'état interne (car non accessible directement à la mesure).

Comme en élastoplasticité, nous pouvons faire l'hypothèse du découplage entre les effets d'écroûissage et autres désignés par V_k et les effets d'élasticité associés à l'endommagement [Lemaitre et al. 1986]. Le potentiel thermodynamique énergie libre devient alors :

$$\psi = \psi_e(\underline{\underline{\varepsilon}}^e, T, D) + \psi_p(T, V_k) \quad (1.2)$$

avec ψ_e est le potentiel thermoélastique endommageable et ψ_p est le terme de plasticité.

Dans le cadre de l'élasticité isotherme nous obtenons [Lemaitre et al. 1986] :

$$\rho \psi_e = \frac{1}{2} (1 - D) \underline{\underline{a}} : \underline{\underline{\varepsilon}}^e : \underline{\underline{\varepsilon}}^e \quad (1.3)$$

avec ρ la masse volumique et $\underline{\underline{a}}$ étant le tenseur d'élasticité d'ordre 4

Les lois d'état s'écrivent:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \rho \frac{\partial \psi_e}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}^e} = (1 - D) \underline{\underline{a}} : \underline{\underline{\varepsilon}}^e \quad (1.4)$$

$$Y = \rho \frac{\partial \psi_e}{\partial D} = -\frac{1}{2} \underline{\underline{a}} : \underline{\underline{\varepsilon}}^e : \underline{\underline{\varepsilon}}^e \quad (1.5)$$

avec Y la variable associée à l'endommagement (scalaire). Il est intéressant de noter que cette quantité s'identifie au signe près, à la variation d'énergie élastique engendrée par une variation d'endommagement à contrainte constante [Lemaitre et al. 1986].

Selon l'analyse menée par Mazars [Mazars 1986], cette quantité est en relation physique avec l'énergie de la fissuration. Le potentiel de dissipation dans le cas d'un découplage entre la dissipation due à la plasticité et à celle due à l'endommagement :

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\sigma}} = \dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p - A_k \cdot V_k &\geq 0 \\ -Y \cdot \dot{D} &\geq 0 \end{aligned} \quad (1.6)$$

Avec $\underline{\underline{\varepsilon}}^p = \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}^e$

$\underline{\underline{\varepsilon}}^p$ est le tenseur des déformations plastiques, $\underline{\underline{\varepsilon}}$ est le tenseur de déformations totales, A_k est la variable thermodynamique associée aux variables internes V_k . Le potentiel de dissipation φ est une fonction des variables d'état, sa fonction duale φ^* est établie grâce à la transformation Legendre - Fenchel. La loi de normalité généralisée qui en découle s'exprime par :

$$\dot{D} = \frac{\partial \varphi^*}{\partial Y} \geq 0 \quad (1.7)$$

Pour une théorie de l'endommagement anisotrope, la variable d'endommagement n'est plus un scalaire, mais peut être un tenseur d'ordre 4.

1.2.1.1 Modèle Mazars

C'est le premier modèle 3D de comportement du béton dans le cadre de la mécanique de l'endommagement [Mazars 1984, 1986]. Le point particulier de ce modèle est d'utiliser un critère en déformation en introduisant la notion de déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ et un scalaire pour la variable de l'endommagement D (comportement isotrope). Le modèle s'appuie sur un couplage élasticité et endommagement, il ne prend donc pas en compte l'irréversibilité des déformations, l'anisotropie et l'effet unilatéral.

L'expression de l'énergie spécifique est de la forme :

$$\rho \psi_e = \frac{1}{2} (1-D) \underline{\underline{a}} : \underline{\underline{\varepsilon}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (1.8)$$

L'endommagement agit directement sur la raideur du matériau de la façon suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{E(1-D)}{1+\nu} \left[\underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{\nu}{1-2\nu} Tr(\underline{\underline{\varepsilon}}) \underline{\underline{I}} \right] \quad (1.9)$$

où ν est le coefficient de Poisson et $\underline{\underline{I}}$ est la matrice d'unité

La progression de l'endommagement est guidée par l'évolution de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$. En accord avec les résultats expérimentaux (§1.1.1) le modèle admet que ce sont les déformations d'extension qui sont à l'origine de l'endommagement.

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (1.10)$$

Avec $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i$ si $\varepsilon_i \geq 0$

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0 \text{ si } \varepsilon_i < 0$$

La surface seuil d'endommagement s'écrit :

$$f(\varepsilon, K) = \tilde{\varepsilon} - K(D) = 0 \quad (1.11)$$

La variable d'endommagement D varie de façon continue entre 0 et 1. Une condition pour respecter le second principe de thermodynamique est que D soit croissant. Pour traiter des cas multiaxiaux, cette variable est considérée comme étant la combinaison d'un endommagement dû à la traction D_t et d'un endommagement dû à la compression D_c . La combinaison linéaire de ces deux endommagements donne l'endommagement global isotrope :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + (1 - \alpha_t^\beta) D_c \quad (1.12)$$

β est un paramètre pour ajuster le comportement du modèle en cisaillement (habituellement pris égal à 1.06).

L'évolution de D_t et D_c est de la forme:

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D_o}(1 - A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{\exp[B_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_o})]} \quad (1.13)$$

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D_o}(1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[B_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_o})]} \quad (1.14)$$

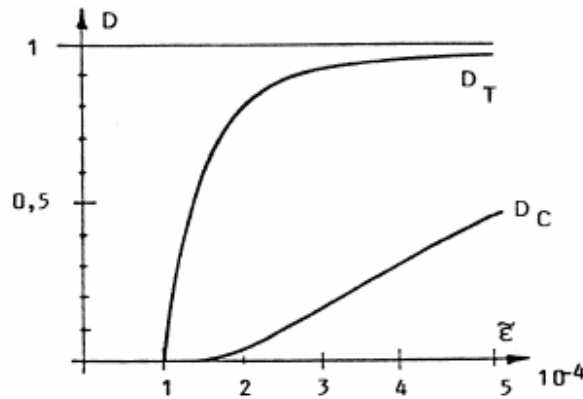


Figure 1.6- Evolution des variables d'endommagement en traction et en compression [Mazars 1984]

Les coefficients A_t , A_c , B_t et B_c sont identifiés à partir des essais en compression et en traction sur des éprouvettes cylindriques [Mazars 1984], ε_{D_o} est le seuil d'endommagement initial qui est identifié à l'aide de la contrainte limite en traction et du module d'élasticité ($\varepsilon_{D_o} = \frac{f_t}{E}$). Il est habituellement pris égal à 1.10^{-4} .

La détermination de α_t est effectuée en distinguant les extensions dues aux contraintes positives et négatives.

$$\alpha_t = \sum_i H_i \frac{\varepsilon_{ii}(\varepsilon_{ii} + \varepsilon_{ci})}{\tilde{\varepsilon}^2} \quad (1.15)$$

avec :

ε_{ii} : déformations créées par les contraintes principales positives ;

ε_{ci} : déformations créées par les contraintes principales négatives.

$$H_i = 1 \text{ si } \varepsilon_i = \varepsilon_{ti} + \varepsilon_{ci} \geq 0, \text{ si non } H_i = 0$$

1.2.1.2 Modèle La Borderie

Ce modèle est adapté à la description du comportement généré par la création de micro fissures (diminution de la raideur) et du fonctionnement lié à leur refermeture au cours de cycles [La Borderie 1991, 2003]. Les principales caractéristiques du modèle sont:

- utilisation de deux variables d'endommagement (scalaires, l'une en traction D_1 et l'autre en compression D_2) ;
- prise en compte des déformations permanentes ε^p , liées à l'endommagement ;
- gestion de l'ouverture des fissures et de leur fermeture en introduisant une restauration progressive de la raideur à la fermeture (fonction $f(\underline{\underline{Tr}}(\underline{\underline{\sigma}}))$).

Egalement élaboré dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles le modèle s'appuie sur la formulation de l'énergie libre de Gibbs χ à partir de laquelle est déduite la loi constitutive. L'énergie libre de Gibbs exprimé en fonction des contraintes est donnée par :

$$\begin{aligned} \chi = & \frac{\underline{\underline{\sigma}}^+ : \underline{\underline{\sigma}}^+}{2E_0(1-D_1)} + \frac{\underline{\underline{\sigma}}^- : \underline{\underline{\sigma}}^-}{2E_0(1-D_2)} + \frac{\nu}{2E_0} \left(\underline{\underline{\sigma}} : \underline{\underline{\sigma}} - Tr^2(\underline{\underline{\sigma}}) \right) \\ & + \frac{\beta_1 D_1}{E_0(1-D_1)} f(\underline{\underline{Tr}}(\underline{\underline{\sigma}})) + \frac{\beta_2 D_2}{E_0(1-D_2)} Tr(\underline{\underline{\sigma}}) + G_1(z_1) + G_2(z_2) \end{aligned} \quad (1.16)$$

Une séparation du tenseur des contraintes est introduite où $\underline{\underline{\sigma}}^+$ et $\underline{\underline{\sigma}}^-$ sont la partie positive et négative du tenseur des contraintes (composés par les termes positifs et négatifs des contraintes principales).

La déformation est calculée par:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \quad (1.17)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^e = \frac{\underline{\underline{\sigma}}^+}{E_0(1-D_1)} + \frac{\underline{\underline{\sigma}}^-}{E_0(1-D_2)} + \frac{\nu}{E_0} \left(\underline{\underline{\sigma}} - Tr^2(\underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{I}} \right) \quad (1.18)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^p = \frac{\beta_1 D_1}{E_0(1-D_1)} f'(Tr(\underline{\underline{\sigma}})) \mathbf{1} + \frac{\beta_2 D_2}{E_0(1-D_2)} \mathbf{1} \quad (1.19)$$

E_0 est le module de Young initial, ν le coefficient de Poisson. D_1 et D_2 sont respectivement les variables d'endommagement de traction et de compression (pilotées par le taux de restitution d'énergie). La refermeture de fissure est traitée comme de l'élasticité non linéaire et n'entraîne aucune dissipation d'énergie. Les deux paramètres β_1 et β_2 sont homogènes à des contraintes. Les valeurs des paramètres liés à l'anélasticité pour un béton classique sont $\beta_1 = 1MPa$, $\beta_2 = -40MPa$. $f'(Tr(\underline{\underline{\sigma}}))$ est une fonction scalaire qui permet de gérer les effets de l'ouverture et de refermeture des fissures avec:

$$f'(Tr(\underline{\underline{\sigma}})) = 0 \quad \text{si } Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \in]-\infty, -\sigma_f]$$

$$f'(Tr(\underline{\underline{\sigma}})) = Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \left(1 + \frac{Tr(\underline{\underline{\sigma}})}{2\sigma_f}\right) \quad \text{si } Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \in]-\sigma_f, 0]$$

$$f'(Tr(\underline{\underline{\sigma}})) = Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \quad \text{si } Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \in [0, +\infty[$$

σ_f est un paramètre du modèle représentant la contrainte de refermeture de fissure : lorsque $Tr(\underline{\underline{\sigma}}) < -\sigma_f$ les micro - fissures créées en traction sont totalement refermées.

$G_1(z_1)$ et $G_2(z_2)$ sont les fonctions d'érouissage avec z_1 , z_2 sont les variables d'érouissage. Les fonctions d'érouissage peuvent s'exprimer sous la forme :

$$Z_1 = \frac{\partial G_1}{\partial z_1} = g_1(z_1) \quad \text{et} \quad Z_2 = \frac{\partial G_2}{\partial z_2} = g_2(z_2) \quad (1.20)$$

$$g_i(z_i) = \left[Y_{0i} + \frac{1}{A_i} \left(\frac{-z_i}{1+z_i} \right)^{1/B_i} \right] \quad (1.21)$$

Y_{0i} définit le seuil d'élasticité, A_i et B_i sont deux paramètres des paramètres caractéristiques du matériau. Ils sont identifiés sur des essais de traction et de compression comprenant plusieurs décharges [La Borderie 1991]. L'évolution de l'endommagement est conditionnée par le respect d'une surface seuil dans l'espace des contraintes :

$$F_i = Y_i - Y_{0i} - Z_i \quad (1.22)$$

L'indice i exprime l'un des deux comportements traction ou compression. Y_i est la variable associée à l'endommagement (traction ou compression), Z_i est la variable d'écrouissage associée. La loi d'évolution de l'endommagement s'exprime comme suit :

$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + [A_i (Y_i - Y_{0i})]^{B_i}} \quad (1.23)$$

La réponse uniaxiale du modèle soumis à un cycle de traction - compression est présentée à la figure 1.7.

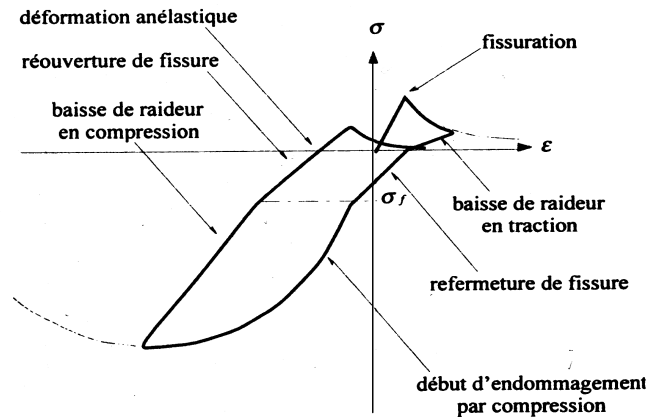


Figure 1.7- Réponse uniaxiale du modèle La Borderie pour le béton [La Borderie 1991]

1.2.2 Modèles élastoplastiques

Le traitement du comportement dissymétrique du béton est pris en compte de la façon suivante : En traction, le modèle de fissuration élastique est souvent adopté avec les critères de fissuration de Rankine, Ottosen [Ottosen 1979]. En compression, l'approche élastoplastique est adoptée. Plusieurs critères différents sont utilisés (Mohr Coulomb, Drucker – Prager, Nadai [Nadai 1950]).

Modèle de l'INSA de Lyon

Ce modèle [Merabet 1990] est construit dans le cadre de la théorie de la plasticité en contraintes planes. La surface de rupture est décrite par deux critères : Nadai en compression et bi - compression [Nadai 1950], Rankine pour la fissuration en traction. La loi d'écoulement est associée et la règle d'écrouissage (positif ou négatif) est isotrope. Le comportement du béton fissuré est abordé par le concept de la fissuration répartie en considérant le matériau fissuré comme un milieu continu. Lorsque la surface de rupture dans le domaine des tractions est atteinte, la plasticité biaxiale est abandonnée et une loi orthotrope est activée. La description de la

fissuration consiste alors en trois relations indépendantes entre contraintes et déformations définies dans un système d'axes parallèle et perpendiculaire à la direction de la fissuration. Le caractère unilatéral du béton fissuré au cours d'une sollicitation cyclique est traité par une technique visant à gérer correctement l'ouverture et la refermeture des fissures par une restauration adoptée des raideurs.

Remarque: Ce modèle a été utilisé par INSA de Lyon pour la modélisation de la maquette ECOLEADER (voir chapitre 4).

1.2.3 Autres familles de modèles

- Modèle microplan

S'appuyant sur une description micro mécanique des phénomènes, le modèle microplan consiste à établir une relation contrainte - déformation dans un plan quelconque de l'espace. Dans ce contexte 12 microplans sont retenus pour générer le comportement macroscopique. Deux possibilités sont traitées dans ce cadre : l'hypothèse cinématique dans laquelle les déformations sur les microplans représentent la projection du tenseur des déformations sur les plans correspondants et l'hypothèse statique qui utilise le même principe sur les contraintes [Taylor 1938]. Selon Bazant [Bazant et al. 1988, 1996], l'hypothèse cinématique est nécessaire pour assurer la stabilité dans la partie adoucissante du béton.

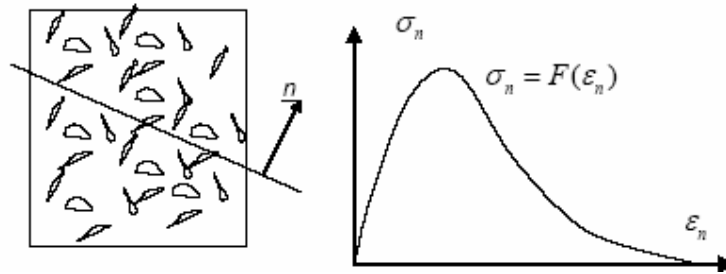


Figure 1.8- Un microplan et la relation déformation - contrainte

- Modèles basés sur une théorie de fissuration

Les modèles basés sur une théorie de fissuration prennent en compte la présence des discontinuités géométriques macroscopiques à l'échelle de la structure. Alors que la théorie de l'endommagement permet de prévoir l'apparition d'une fissure macroscopique, ces modèles espèrent en plus de prévoir son évolution jusqu'à la rupture complète de la structure. Dans ce cadre nous pouvons citer entre autres : Des modèles à une seule fissure discrète [Ngo-Scordelis et al. 1967], [Nilson 1968], les modèles de fissuration distribuée [Willam et al. 1987], [Crisfield et

al. 1989], [Bazant 1986], la théorie de la bande de fissuration [Bazant et al. 1983], les modèles d'interaction des microfissures [Bazant et al. 1994], [Ozbolt et al. 1996].

1.3 Comportement mécanique de l'acier

1.3.1 Traction - compression

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la figure 1.9 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements [Lemaitre et al. 1986]:

- Tant que nous restons au - dessous du point de la limite élastique, le comportement reste élastique, c'est à dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale).
- Quand le chargement dépasse la limite élastique, et si ensuite nous enlevons la charge des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même avec le module de Young initial.

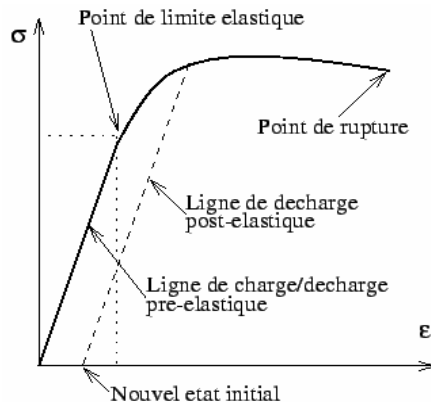


Figure 1.9- Comportement de l'acier en traction simple

1.3.2 Chargement cyclique de traction - compression

Lors de sollicitations cycliques de traction - compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsque nous soumettons une éprouvette à un essai de traction suivi d'un essai de compression nous constatons que la traction préalable écrouit le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La figure 1.10 montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression $|f_{cb}| < |f_c|$.

L'effet Bauschinger est présent quelque soit l'amplitude de déformation imposée [Lemaitre et al. 1986].

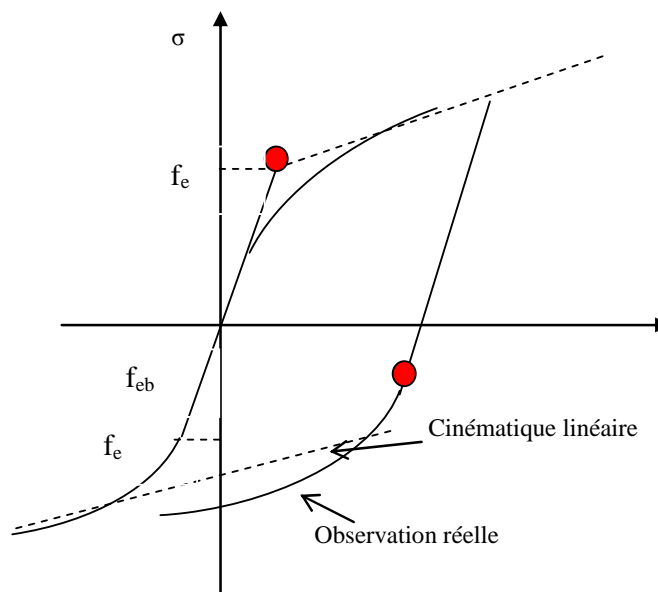


Figure 1.10- Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger

1.4 Modélisation numérique de comportement de l'acier

1.4.1 Modèle élasto - plastique simplifié

Un premier modèle simple qui peut être utilisé pour la simulation du comportement de l'acier est le modèle uniaxial élasto - plastique avec écrouissage cinématique linéaire. La courbe utilisée dans ce modèle est représentée par la figure 1.11 (σ_y est la limite d'élasticité, E est le module d'Young et E_T la pente de la courbe en cours d'écrouissage).

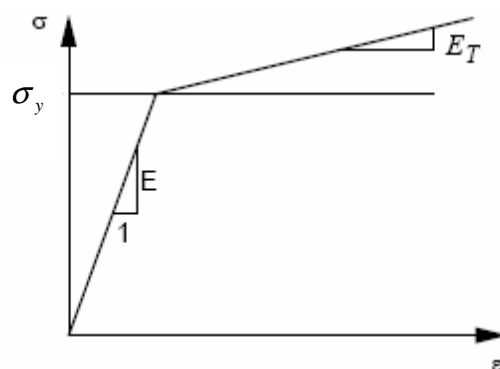


Figure 1.11- Modèle élasto - plastique simplifié: Comportement de l'acier sous chargement monotone

1.4.2 Modèle Pinto - Menegotto

Ce modèle est utilisé couramment pour représenter le comportement uniaxial des armatures du béton armé sous chargement cyclique [Menegotto et al. 1973]. Il traduit la non linéarité de l'écroutissement des barres et prend en compte l'effet Bauschinger. Dans une version récente il permet en plus de simuler le flambement des armatures [Monti et al. 1992].

Le modèle est composé de deux parties distinctes : le chargement monotone et le chargement cyclique. La courbe de chargement en traction monotone est décrite par trois zones successives : élasticité linéaire, palier plastique et écroutissement (figure 1.12). Dans le cas où l'acier subit une décharge consécutive, la réponse dépend du point de décharge. Celle-ci reste élastique si la position de départ se situe dans la zone élastique. Par contre, quand la position de départ se situe dans la zone plastique, la réponse est d'abord élastique, puis, pour une certaine valeur de déformation, la décharge devient non linéaire (courbe de Giuffré). La relation que doit satisfaire la déformation pour que la courbe de Giuffré soit activée est la suivante :

$$|\varepsilon_{\max} - \varepsilon| > \frac{|\varepsilon_{sy}|}{3} \quad (1.24)$$

avec ε_{\max} la déformation maximale atteinte en charge.

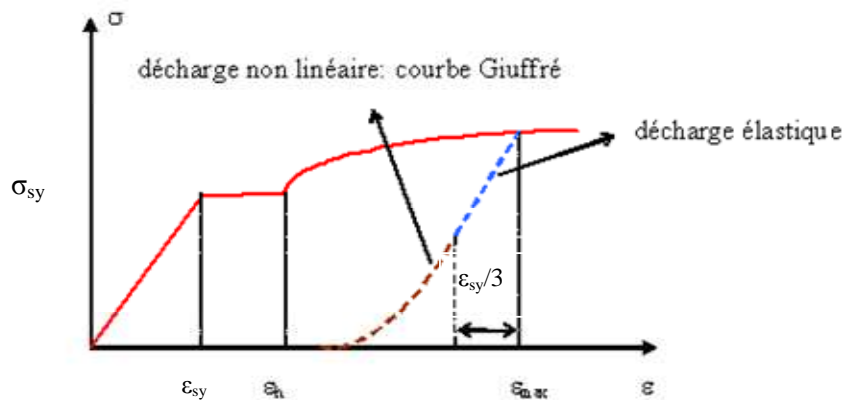


Figure 1.12- Loi Pinto - Menegotto : Activation de la courbe de Giuffré

Au cours des cycles, le trajet de déplacement entre deux points d'inversion (demi - cycle) est décrit par une courbe d'expression analytique :

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \left(\frac{(1 - b)}{(1 + (\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right) \varepsilon^* \quad (1.25)$$

avec :

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_o - \sigma_r} \quad (1.26)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_o - \varepsilon_r} \quad (1.27)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (1.28)$$

Cette équation définit une famille de courbes situées entre deux asymptotes de pentes E_0 et E_h qui ont $(\sigma_o, \varepsilon_o)$ comme point commun. Le point $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ correspond aux coordonnées du dernier point où l'on a changé le sens de chargement, le point $(\sigma_s, \varepsilon_s)$ correspond au point étudié.

$b = \frac{E_h}{E_0}$ est le rapport de la pente d'écroûissage sur la pente d'élasticité. R est un paramètre définissant la forme de la branche de transition de la courbe qui traduit correctement l'effet Bauschinger. Il est fonction du paramètre ξ qui est défini comme la différence entre la déformation maximale atteinte lors de chargement et ε_o , normalisé par $(\varepsilon_o - \varepsilon_r)$.

Le module E_h est défini par le rapport :

$$E_h = \frac{\sigma_{su} - \sigma_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}} \text{ où } (\sigma_{su}, \varepsilon_{su}) \text{ est le point de la contrainte et de la déformation ultime. } (\sigma_{sy}, \varepsilon_{sy}) \text{ est}$$

le point de début de plastification (à la fin du palier).

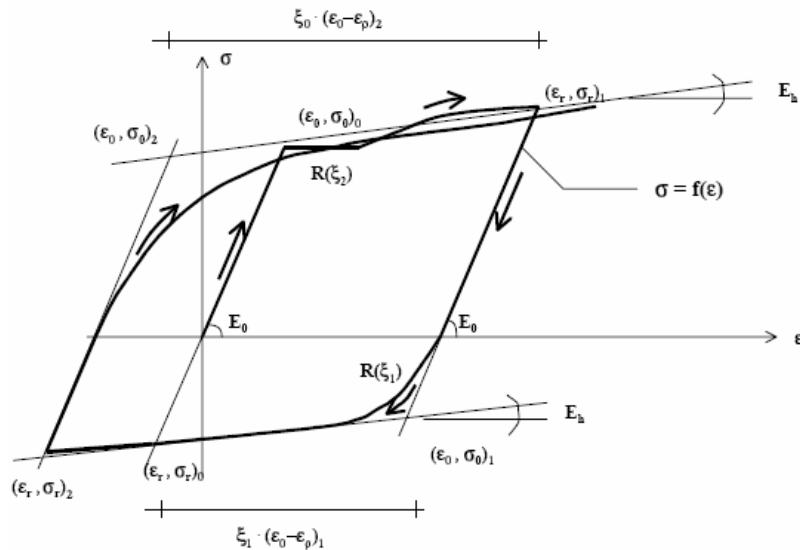


Figure 1.13- Comportement sous chargement cyclique [Guedes et al. 1994]

Les paramètres R_0, a_1, a_2 sont des constantes sans unités dépendants des propriétés mécaniques de l'acier. Leurs valeurs sont obtenues expérimentalement (Menegotto propose de prendre $R_0 = 20.0, a_1 = 18.5$ et $a_2 = 0.15$).

Le modèle tient aussi compte du flambement de l'acier suite à un développement proposé dans [Monti et al. 1992]. Pour un rapport $L/D \leq 5$ avec L la longueur et D le diamètre de la barre d'acier, la courbe de compression est considérée identique à celle de traction. Par contre, lorsque $L/D > 5$ le flambement fait son apparition. Dans ce cas la courbe de compression dans la zone élastique a un comportement adoucissant.

Plus précisément :

En compression, le rapport de la pente d'écrouissage sur la pente élastique est défini par :

$$b_c = a(5 - L/D) e^{\left(b \xi' \frac{E}{\sigma_y^0 - \sigma_\infty} \right)} \quad (1.29)$$

avec $\sigma_\infty = 4.0 \frac{\sigma_{sy}}{L/D}$ et ξ' est la différence maximale entre les déformations trouvées dans les deux directions de chargement.

Comme dans le modèle sans flambement, une contrainte σ_s^* est ajoutée afin de positionner correctement la courbe par rapport à l'asymptote :

$$\sigma_s^* = \gamma_s b E_0 \frac{b - b_c}{1 - b_c} \quad (1.30)$$

où γ_s est donné par $\gamma_s = \frac{11.0 - L/D}{10(e^{L/D} - 1.0)}$.

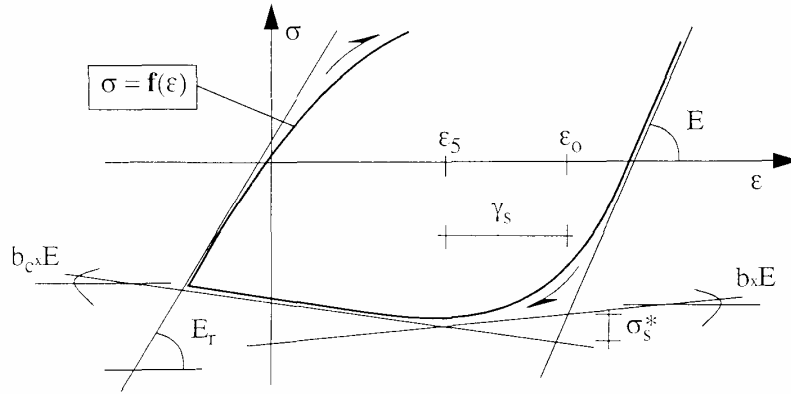


Figure 1.14- Comportement sous chargement cyclique - le flambement [Guedes et al. 1994]

Lors du demi - cycle en traction suivant, le modèle d'Young est réduit par :

$$E_r = E_0 \left(a_5 + (1.0 - a_5) e^{(-a_6 \xi_p^2)} \right) \quad (1.31)$$

avec $a_5 = 1.0 + (5.0 - L/D)/7.5$ et $\xi_p = \xi(\epsilon_0 - \epsilon_r)$

Les paramètres a , c et a_6 sont des constantes sans unité dépendant des propriétés mécaniques de l'acier. Elles sont déterminées expérimentales et adoptées par [Monti et al. 1992] : $a = 0.006$; $c = 0.5$ et $a_6 = 620.0$.

Remarque : Plusieurs études numériques ont montré que l'utilisation du modèle Pinto - Menegotto avec des éléments finis poutre multifibre présente des problèmes de convergence [Guedes et al. 1994]. Lorsque la matrice tangente est utilisée dans la procédure Newton - Raphson la performance de l'algorithme dépend de la valeur de b . Pour un b petit et un comportement adoucissant dans certaines fibres, des singularités peuvent faire leur apparition dans la matrice de rigidité globale (voir aussi chapitre 4).

1.5 Conclusions

Nous avons présenté dans ce chapitre une synthèse bibliographique sur le comportement du béton et de l'acier. Des essais en compression, en traction ou sous chargements cycliques ont permis de mettre en évidence les phénomènes physiques et les principales caractéristiques intervenants lors de la dégradation des matériaux. Plusieurs modèles numériques ont été aussi présentés. Dans la suite de ce travail, le modèle d'endommagement La Borderie pour le béton et un modèle basé sur la théorie de plasticité pour l'acier (le modèle élasto - plastique simplifié ou

le modèle Pinto – Menegotto) vont être utilisés pour la simulation numérique des structures en béton armé soumises à des chargements cycliques ou dynamiques.

Chapitre 2: Elément poutre multifibre

2.1 Introduction

La modélisation des structures passe d'abord par le choix d'un niveau de modélisation et d'une échelle de discrétisation. Nous pouvons distinguer quatre niveaux de modélisation [Mestat et al. 1995] :

- ❖ Le niveau géologique : il vise à traiter une structure dans un environnement naturel par référence à des données géologiques. Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont prises en compte même si sa géométrie peut être simplifiée. Le but de ce type de modélisation est de déterminer les déformations du sol et celles de l'ouvrage. Ce niveau de modélisation est bien adapté à la simulation des ouvrages géotechniques comme les ouvrages des soutènements, les barrages poids ...
- ❖ Le niveau global : il vise à traiter une structure dans son ensemble, comme un bâtiment modélisé par des éléments poutres et coques par exemple.
- ❖ Le niveau semi - local : il correspond à l'étude d'un élément de structure. Pour un bâtiment, c'est le comportement des planchers soumis à des charges localisées qui peut être visé par exemple.
- ❖ Le niveau local : il correspond à l'étude d'une partie détaillée de la structure. Pour un bâtiment, il s'agit des parties donc les dimensions sont faibles comparés aux éléments structuraux principaux (planchers, voiles).

Trois échelles de discrétisation de structures par éléments finis peuvent dans ce cadre être définies [Millard et al. 1991] :

- ❖ L'échelle globale : le comportement inélastique de la section courante, prise dans son ensemble, est défini à partir des lois de chaque matériau, formulées directement en fonction des contraintes généralisées que sont les efforts résultants sur une section (effort normal, moment fléchissant ...). Différents types de lois existent : lois pour la flexion, pour le cisaillement, pour la traction - compression. Elles conduisent à des relations de type moment - courbure, effort normal - allongement, moment de torsion - rotation [Clough 1966], [Takeda et al. 1970], [Combescure 1996]. Les interactions entre deux efforts généralisés peuvent également être prises en compte en définissant des surfaces limites dans l'espace des contraintes généralisées et en appliquant la

théorie de la plasticité. Cette approche globale permet d'obtenir des temps de calcul réduits mais ne donne pas d'information sur les comportements locaux (fissurations par exemple). Elle se limite aux structures de type poutre, la généralisation aux plaques et aux coques demeurant très délicate. Le concept de macro - élément fait aussi partie de cette échelle de discrétisation. Le comportement non linéaire global est alors exprimé en terme de variables globales identifiées à partir d'analyses locales [Elachachi 1992], [Fléjou 1993], [Davenne et al. 1998], [Crémer 2001], [Crémer et al. 2001, 2002], [Grange et al. 2005].

- ❖ L'échelle locale : la discrétisation est réalisée avec les éléments de milieu continu, de type bidimensionnels (2D) ou tridimensionnels (3D). La loi de comportement du matériau est une relation de type contrainte - déformation. Cette modélisation, très fine, permet d'obtenir des informations locales sur l'état de fissuration, d'endommagement, de plastification du matériau, car l'état du matériau est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini considéré. Cependant, l'analyse est relativement lourde et nécessite des stockages et des temps de calcul très importants [Ile 2000], [Ile et al. 2000], [Saanouni 2003].
- ❖ L'échelle semi - locale : elle constitue un compromis entre les deux approches précédentes. Le champ de déplacement est décrit par les déplacements et les rotations d'un élément poutre, plaque ou coque, avec les hypothèses cinématiques classiques. Le comportement des matériaux est traité au niveau local. L'intégration du modèle rhéologique est en général réalisée par une intégration numérique sur la hauteur (en 2D) [Owen et al. 1980], [Dubé 1997], [Ghavamian et al. 1998, 2002] ou dans les deux directions (3D) [Guedes et al. 1994], [Spacone et al. 1996a, 1996b], [Petrangeli et al. 1999], [Kotronis 2000], [Kotronis et al. 2004, 2005a], [Mazars et al. 2006].

La simulation du fonctionnement des structures sous chargement sismique conduit généralement à des problèmes de grande taille. L'échelle locale permet d'aborder des problèmes complexes tels que le cisaillement non linéaire et la réponse d'un ouvrage jusqu'à la ruine. Néanmoins, cette approche est très délicate à mettre en œuvre et demande beaucoup d'expérience de la part de l'utilisateur. C'est la raison pour laquelle les travaux présentés dans ce mémoire de thèse se situent au niveau global avec une discrétisation semi - globale. Plus spécifiquement, nous adoptons des éléments finis poutres multifibres dont plusieurs formulations sont présentées en détail dans la suite.

2.2 Elément poutre multifibre

Une poutre multifibre est un élément fini basé sur la théorie des poutres dont chaque section est divisée en fibres. A chaque fibre nous pouvons associer une loi de comportement locale en contraintes - déformations et donc différents matériaux (figure 2.1). Ce type de description possède les avantages d'hypothèses simplificatrices associées à une cinématique de type poutre Euler - Bernoulli [Owen et al. 1980], [La Borderie 1991], [Spacone et al. 1996a, 1996b], [Ghavamian et al. 1998, 2002], [Nguyen et al. 2005b] ou Timoschenko [Guedes et al. 1994], [Dubé 1997], [Petrangeli et al. 1999], [Kotronis 2000], [Kotronis et al. 2004, 2005a], [Mazars et al. 2006] tout en offrant une solution robuste et rapide pour une analyse non linéaire de structures composites (par exemple en béton armé).

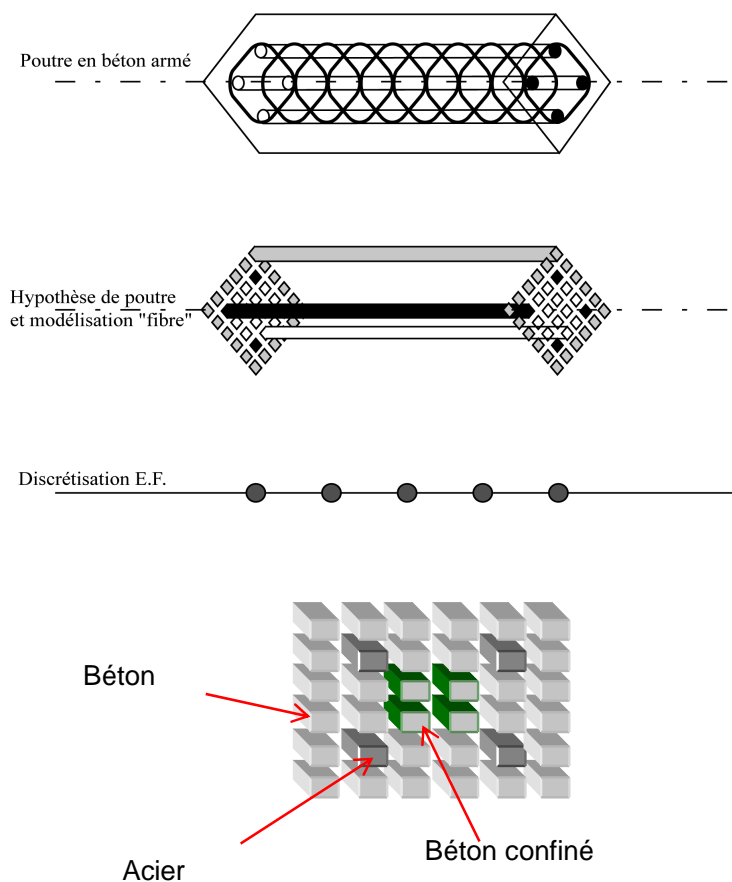


Figure 2.1- Description d'une modélisation avec des poutres multifibres

Après avoir donné quelques éléments de la théorie des poutres, nous présentons dans la suite de ce chapitre plusieurs formulations d'éléments finis poutre multifibre de cinématique Euler - Bernoulli et Timochenko existantes dans la littérature.

2.2.1 Éléments de la théorie des poutres

Soit une poutre droite 3D de longueur L orientée selon la direction x et soumise à des efforts distribués q_y, q_z (figure 2.2).

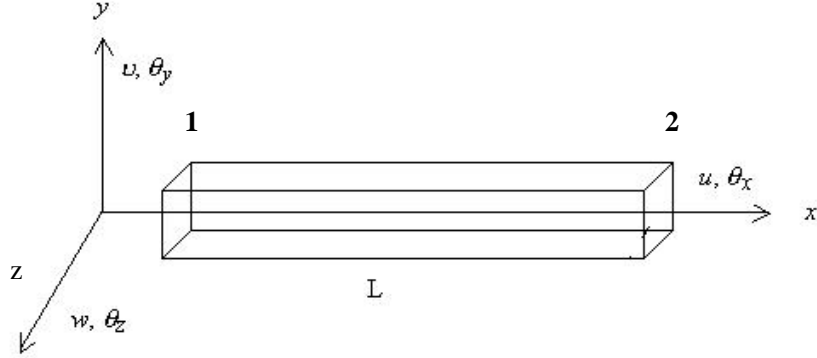


Figure 2.2- Poutre 3D à deux nœuds

L'hypothèse des sections planes (théorie Timoshenko) permet d'exprimer les déplacements $u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z)$ d'un point quelconque de la poutre en fonction des déplacements u_s, v_s, w_s d'un point situé sur l'axe de référence x et des déplacements dus aux rotations $\theta_{sx}, \theta_{sy}, \theta_{sz}$ de la section S :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \quad (2.1)$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) - z\theta_{sx}(x) \quad (2.2)$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) + y\theta_{sx}(x) \quad (2.3)$$

Le champ des déformations prend alors la forme suivante :

$$\epsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \quad (2.4)$$

$$2\epsilon_{xy} = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) - z\theta'_{sx}(x) \quad (2.5)$$

$$2\epsilon_{xz} = w'_s(x) + \theta_{sy}(x) + y\theta'_{sx}(x) \quad (2.6)$$

En introduisant les équations 2.1 à 2.6 dans le principe des travaux virtuels, nous obtenons :

$$\int_{V_0} (\delta\epsilon_{xx}\sigma_{xx} + 2\delta\epsilon_{xy}\sigma_{xy} + 2\delta\epsilon_{xz}\sigma_{xz}) dV_0 = \int_0^L (\delta v_s(x)q_y + \delta w_s(x)q_z) dx$$

$$\begin{aligned} &\Leftrightarrow \int_0^L \left(N \delta u'_s(x) + T_y \delta \beta_{sy}(x) + T_z \delta \beta_{sz}(x) + M_x \delta \theta'_{sx}(x) + M_y \delta \theta'_{sy}(x) + M_z \delta \theta'_{sz}(x) \right) dx \\ &= \int_0^L \left(\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z \right) dx \end{aligned} \quad (2.7)$$

Avec :

L'effort normal :

$$N = \int_S \sigma_{xx} dS \quad (2.8)$$

Les efforts tranchants :

$$T_y = \int_S \sigma_{xy} dS \quad \text{et} \quad T_z = \int_S \sigma_{xz} dS \quad (2.9)$$

Les moments de flexion :

$$M_y = \int_S z \sigma_{xx} dS \quad \text{et} \quad M_z = - \int_S y \sigma_{xx} dS \quad (2.10)$$

Le moment de torsion :

$$M_x = \int_S (-z \sigma_{xy} + y \sigma_{xz}) dS \quad (2.11)$$

$$\beta_{sy}(x) = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) ; \quad \beta_{sz}(x) = w'_s(x) + \theta_{sy}(x) \quad (2.12)$$

La théorie des poutres et les équations d'élasticité donnent:

$$\sigma_{xx} = E \varepsilon_{xx} ; \quad \sigma_{xy} = 2G \varepsilon_{xy} ; \quad \sigma_{xz} = 2G \varepsilon_{xz} ; \quad \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0 \quad (2.13)$$

avec E le module de Young de la section et G le module de cisaillement.

Dans le cadre de la théorie d'Euler - Bernoulli (les sections planes restent planes et perpendiculaires à l'axe neutre), les équations précédentes prennent la forme suivante :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y \theta'_{sz}(x) + z \theta'_{sy}(x) \quad (2.14)$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) \quad (2.15)$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_{xx} = u'_s(x) - y \theta'_{sz}(x) + z \theta'_{sy}(x) \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{xz} = 0 \quad (2.18)$$

Contrairement à la poutre Timochenko, la poutre Euler - Bernoulli néglige les déformations dues au cisaillement (équation 2.18). En appliquant le principe de travaux virtuels, nous obtenons finalement :

$$\int_0^L \left(N \delta u'_s(x) + M_y \delta \theta'_{sy}(x) + M_z \delta \theta'_{sz}(x) \right) dx = \int_0^L \left(\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z \right) dx \quad (2.19)$$

avec :

$$N = \int_S \sigma_{xx} dS ; \quad (2.20)$$

$$M_y = \int_S z \sigma_{xx} dS ; \quad M_z = - \int_S y \sigma_{xx} dS \quad (2.21)$$

Le moment de torsion M_x et les efforts tranchants T_y et T_z ne peuvent pas être calculés par intégration des contraintes de cisaillement puisque ces dernières sont négligés. Dans la suite nous présentons en détail plusieurs éléments finis poutre multifibre existants dans la littérature basées sur la théorie de Timoshenko ou d'Euler - Bernoulli.

2.2.2 Elément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur.

Prenons une poutre Timoshenko 3D à 2 nœuds, de longueur L, soumise à des efforts distribués q_y et q_z (figure 2.2). S est la section de la poutre discrétisée en fibres de coordonnées y, z . Nous présentons ici une généralisation où l'axe de référence choisi pour la poutre est indépendant de toute considération géométrique, inertielle ou mécanique.

Chaque nœud a six degrés de liberté, trois translations et trois rotations, stockés dans un vecteur de déplacement de dimension 12 structuré de la manière suivante:

$$\{U\}^T = \{u_1 \ v_1 \ w_1 \ \theta_{x1} \ \theta_{y1} \ \theta_{z1} \ u_2 \ v_2 \ w_2 \ \theta_{x2} \ \theta_{y2} \ \theta_{z2}\} \quad (2.22)$$

2.2.2.1 Fonctions d'interpolation

Nous considérons le champ de déplacements continus en tout point de la ligne moyenne x en fonction du champ de déplacements discrétisés :

$$\{U_s\} = [N] \{U\} \quad (2.23)$$

$$\text{avec } \{U_s\}^T = \{u_s(x) \ v_s(x) \ w_s(x) \ \theta_{sx}(x) \ \theta_{sy}(x) \ \theta_{sz}(x)\} \quad (2.24)$$

Le choix des fonctions d'interpolation $[N]$ conditionne la performance numérique de l'élément. Le phénomène du blocage par cisaillement (apparition de rigidité 'parasite' quand l'élément est élançé) est présent dans tous les éléments finis de poutre Timoshenko où les déplacements transversaux et les rotations sont discrétisés séparément [Stolarski et al. 1983]. Une abondance de remèdes numériques existe dans la littérature [Crisfield 1991]. Afin d'affranchir ce problème, la formulation présentée ci-dessous opte pour une interpolation polynomiale de degré supérieur pour les déplacements transversaux (par exemple cubique) et les rotations (par exemple quadratique) qui ne sont plus indépendants. Ce type d'approche conduit à des éléments finis à plus de deux nœuds (deux nœuds aux extrémités + des nœuds intérieurs), [Ibrahimbegovic et al. 1992] ou à des éléments finis à deux nœuds dont les fonctions d'interpolation dépendent des propriétés des matériaux [De Ville de Goyet 1989], [Friedman et al. 1993], [Kotronis 2000], [Kotronis et al. 2004, 2005a], [Mazars et al. 2006]. Dans cette dernière formulation les fonctions d'interpolation prennent la forme suivante :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3^* & 0 & -N_4^* & 0 & 0 & 0 & N_5^* & 0 & -N_6^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_7^* & 0 & N_8^* & 0 & 0 & 0 & -N_9^* & 0 & N_{10}^* & 0 \\ 0 & N_7 & 0 & 0 & 0 & N_8 & 0 & N_9 & 0 & 0 & 0 & N_{10} \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (2.26)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (2.27)$$

$$N_3 = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \phi\left(\frac{x}{L}\right) + 1 + \phi \right\} \quad (2.28)$$

$$N_4 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - \left(2 + \frac{\phi}{2}\right)\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.29)$$

$$N_5 = -\frac{1}{1+\phi} \left\{ 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \phi\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.30)$$

$$N_6 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - \left(1 - \frac{\phi}{2}\right)\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{\phi}{2}\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.31)$$

$$N_7 = \frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - \left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.32)$$

$$N_8 = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - (4+\phi)\left(\frac{x}{L}\right) + (1+\phi) \right\} \quad (2.33)$$

$$N_9 = -\frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - \left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.34)$$

$$N_{10} = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - (2-\phi)\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.35)$$

$$N_i^* = N_i(\phi^*) \quad (2.36)$$

Les rapports entre la rigidité de flexion et la rigidité de cisaillement dans les axes y et z deviennent :

$$\phi = \frac{12}{L^2} \left(\frac{\int_S E y^2 dS}{\int_S G dS} \right) \quad (2.37)$$

$$\phi^* = \frac{12}{L^2} \left(\frac{\int_S E z^2 dS}{\int_S G dS} \right) \quad (2.38)$$

2.2.2.2 Matrices de rigidités

La relation entre les forces et les déformations « généralisées » dans la section prend la forme suivante [Guedes et al. 1994] :

$$\{F\} = [K_s] \{D\} \quad (2.39)$$

$$\{F\}^T = \{N \quad T_y \quad T_z \quad M_x \quad M_y \quad M_z\} \quad (2.40)$$

$$\{D\}^T = \{u'_s(x) \quad v'_s(x) - \theta_{sz}(x) \quad w'_s(x) + \theta_{sy}(x) \quad \theta_{sx}'(x) \quad \theta_{sy}'(x) \quad \theta_{sz}'(x)\} \quad (2.41)$$

La matrice de rigidité de la section devient finalement :

$$[K_s] = \begin{bmatrix} K_{s11} & 0 & 0 & 0 & K_{s15} & K_{s16} \\ & K_{s22} & 0 & K_{s24} & 0 & 0 \\ & & K_{s33} & K_{s34} & 0 & 0 \\ & & & K_{s44} & 0 & 0 \\ & & & & K_{s55} & K_{s56} \\ sym & & & & & K_{s66} \end{bmatrix} \quad (2.42)$$

$$K_{s11} = \int_S EdS ; K_{s15} = \int_S EzdS ; K_{s16} = -\int_S EydS ; K_{s22} = k_y \int_S GdS \quad (2.43)$$

$$K_{s24} = -k_y \int_S GzdS ; K_{s33} = k_z \int_S GdS ; K_{s34} = k_z \int_S GydS \quad (2.44)$$

$$K_{s44} = \int_S G(k_z y^2 + k_y z^2) dS ; K_{s55} = \int_S Ez^2 dS \quad (2.45)$$

$$K_{s56} = -\int_S EyzdS ; K_{s66} = \int_S Ey^2 dS \quad (2.46)$$

Les variables k_y et k_z sont les coefficients de correction de cisaillement de la section définies dans [Cowper 1966]. L'introduction des équations 2.39 à 2.46 dans le principe des travaux virtuels conduit à :

$$\int_0^L \delta \{D\}^T [K_s] \{D\} dx = \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \quad (2.47)$$

La déformation généralisée est calculée par

$$\{D\} = [B] \{U\} \quad (2.48)$$

avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dot{N}_3 - N_7 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_4 - N_8 & 0 & \dot{N}_5 - N_9 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_6 - N_{10} \\ 0 & 0 & N_3^* - N_7^* & 0 & -N_4^* + N_8^* & 0 & 0 & 0 & N_5^* - N_9^* & 0 & -N_6^* + N_{10}^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_7^* & 0 & N_8^* & 0 & 0 & 0 & -N_9^* & 0 & N_{10}^* & 0 \\ 0 & \dot{N}_7 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_8 & 0 & \dot{N}_9 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_{10} \end{bmatrix} \quad (2.49)$$

La matrice de rigidité d'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.50)$$

Remarque : Lorsque le comportement du matériau est non linéaire, il est nécessaire d'avoir au moins deux points d'intégration de Gauss le long de la poutre afin d'intégrer correctement les contraintes. La matrice de rigidité est calculée avec l'équation suivante :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx = j \sum_{i=1}^2 w_i [B(x_i)]^T [K_s] [B(x_i)] \quad (2.51)$$

x_i est la position du point de Gauss i dans un élément de référence de longueur 1, w_i est le poids du point de Gauss et J est le jacobien.

Cette formule est utilisée également avec les autres types de poutre multifibre que nous présentons dans la suite.

2.2.2.3 Matrices de masse

Le travail virtuel des efforts d'inertie et la matrice de masse de la section prennent la forme suivante [Guedes et al. 1994] :

$$W_{inertie} = \int_0^L \int_S \rho \left(\delta u(x, y, z) \frac{d^2 u(x, y, z)}{dt^2} + \delta v(x, y, z) \frac{d^2 v(x, y, z)}{dt^2} + \delta w(x, y, z) \frac{d^2 w(x, y, z)}{dt^2} \right) dS dx \quad (2.52)$$

$$= \int_0^L \delta \{U_s\}^T [M_s] \frac{d^2 \{U_s\}}{dt^2} dx$$

$$[M_s] = \begin{bmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & 0 & M_{s15} & M_{s16} \\ & M_{s22} & 0 & M_{s24} & 0 & 0 \\ & & M_{s33} & M_{s34} & 0 & 0 \\ & & & M_{s44} & 0 & 0 \\ sym & & & & M_{s55} & M_{s56} \\ & & & & & M_{s66} \end{bmatrix} \quad (2.53)$$

$$M_{s11} = \int_S \rho ds ; M_{s15} = \int_S \rho z ds ; M_{s16} = \int_S \rho z ds ; \quad (2.54)$$

$$M_{s22} = k_y \int_S \rho ds ; M_{s24} = -k_y \int_S \rho z ds ; M_{s33} = k_z \int_S \rho ds ; \quad (2.55)$$

$$M_{s34} = k_z \int_S \rho y ds ; M_{s44} = \int_S \rho (k_z y^2 + k_y z^2) ds ; M_{s55} = \int_S \rho z^2 ds \quad (2.56)$$

$$M_{s56} = \int_S \rho y z ds ; M_{s66} = \int_S \rho y^2 ds \quad (2.57)$$

avec ρ la masse volumique qui peut varier en fonction de y et z .

La matrice de masse de l'élément est finalement donnée par :

$$[M_{elem}] = \int_0^L [N]^T [M_s] [N] dx \quad (2.58)$$

Remarque : Cette expression de la matrice de masse est rarement présentée dans la littérature. Dans la plupart des codes éléments finis elle est remplacée par la matrice de masse

de type Euler - Bernoulli (ainsi les termes de correction de cisaillement intervient uniquement dans la matrice de raideur). Pour le cas d'une poutre courte avec $L/r \approx 12$, ($r = \sqrt{I/S}$ le rayon de giration de la section, I le moment d'inertie), de section circulaire pleine S , l'utilisation de la matrice de masse de type Euler - Bernoulli conduit à une erreur relative de l'ordre de 30% dès le quatrième mode, alors que l'erreur est quasi nulle pour la matrice de masse de l'équation 2.57 [Corn 1998].

2.2.2.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante:

$$\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx \quad (2.59)$$

avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations 2.8-2.11, 2.40) et $[B]$ qui est donné par l'équation 2.49.

Les efforts résultants sont donnés par : $\{F_{res}\} = \int_0^L [N]^T \{Q\} dx \quad (2.60)$

Avec $[N]$ qui est donné par les équations 2.25-2.38.

Le vecteur Q dépend du chargement extérieur : $\{Q\}^T = (0 \quad q_y \quad q_z \quad 0 \quad 0 \quad 0) \quad (2.61)$

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces nodales suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left(0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right) \quad (2.62)$$

Remarques :

- Pour des sections homogènes de comportement linéaire et quand l'axe de référence coïncide avec l'axe neutre de la poutre la matrice de rigidité de l'élément ainsi calculée est la même que la matrice de rigidité exacte d'un élément Timoshenko [Przemieniecki 1985]. Un seul élément fini est donc suffisant pour calculer les déplacements exacts d'une poutre soumise à des chargements statiques. Pour des sections hétérogènes la qualité des résultats dépend de la précision de calculs des propriétés élastiques de la section.

- L'élément est exempt de verrouillage. Lorsque l'élancement devient grand $\phi \rightarrow 0$ et $\phi^* \rightarrow 0$ et donc la matrice de rigidité tend vers celle d'un élément Bernoulli (voir §2.2.4)

- Contrairement à l'élément Euler - Bernoulli (§2.2.4) cet élément a seulement des forces nodales latérales et pas des moments (l'équation 2.62).

2.2.2.5 Implémentation numérique

Dans le cadre d'une modélisation de type multifibre, il y a deux «niveaux» d'intégration. Il y a la modélisation dite «longitudinale» qui sera représentée par une poutre (de support géométrique linéique avec deux points de Gauss sur la longueur) et une modélisation plane de la section (perpendiculaire au support géométrique, discrétisée avec des fibres qui jouent le rôle des points d'intégration dans la section). Nous présentons ci-dessous les grandes lignes de l'implémentation numérique de l'élément (figure 2.3). Uniquement les calculs au niveau de l'élément sont présentés, tout ce qui concerne l'algorithmique globale (incrément, itérations, assemblages, vérification d'équilibre...) est indépendant et ne concerne pas directement la présentation faite dans ce chapitre.

2.2.3 Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1

2.2.3.1 Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation $[N]$ est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \quad (2.63)$$

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (2.64)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (2.65)$$

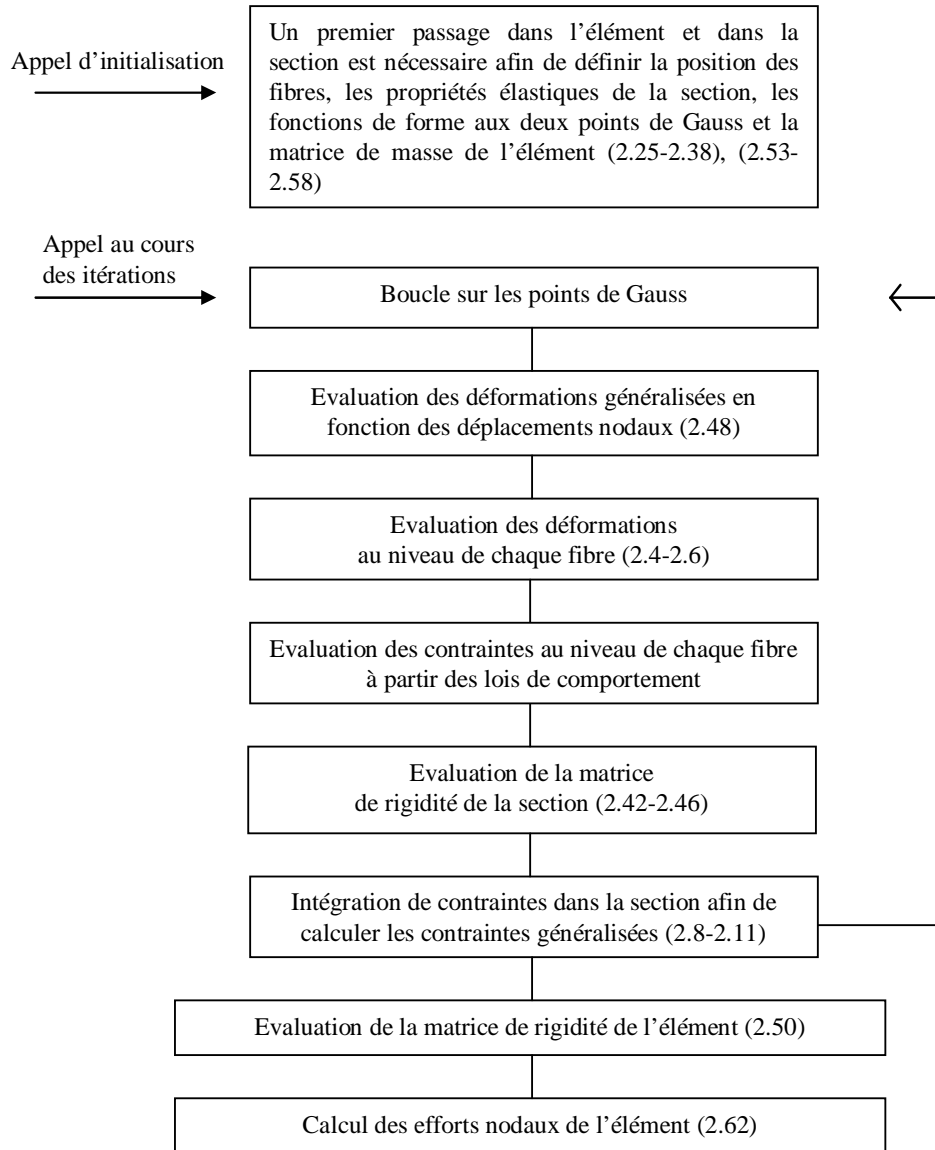


Figure 2.3- Implémentation numérique

2.2.3.2 Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section $[K_s]$ est donnée par les équations 2.42 à 2.46. La déformation généralisée est calculée comme avant par $\{D\} = [B]\{U\}$ avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} \\ 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 \end{bmatrix} \quad (2.66)$$

La matrice de rigidité d'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.67)$$

Remarque :

Le terme $v'_s(x) - \theta_{sz}(x)$ de la déformation généralisée s'écrit normalement sous la forme :

$$\begin{aligned} v'_s(x) - \theta_{sz}(x) &= -\frac{1}{L}v_1 - \frac{L-x}{L}\theta_{z1} + \frac{1}{L}v_2 - \frac{x}{L}\theta_{z2} = \\ &= -\frac{1}{L}v_1 - \frac{1}{2}\theta_{z1} + \frac{1}{L}v_2 - \frac{1}{2}\theta_{z2} + \frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L} \end{aligned} \quad (2.68)$$

$$\begin{aligned} w'_s(x) + \theta_{sy}(x) &= -\frac{1}{L}w_1 + \frac{L-x}{L}\theta_{y1} + \frac{1}{L}w_2 + \frac{x}{L}\theta_{y2} = \\ &= -\frac{1}{L}w_1 + \frac{1}{2}\theta_{y1} + \frac{1}{L}w_2 + \frac{1}{2}\theta_{y2} + \frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L} \end{aligned} \quad (2.69)$$

La matrice $[B]$ devait être alors :

$$[B] = \begin{bmatrix} \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L-x}{L} & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{x}{L} \\ 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & \frac{L-x}{L} & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dot{N}_2 \end{bmatrix} \quad (2.70)$$

$$\dot{N}_1 = -\frac{1}{L} \quad (2.71)$$

$$\dot{N}_2 = \frac{1}{L} \quad (2.72)$$

Pour affranchir le problème de blocage par cisaillement, les déformations généralisées de cisaillement ($v'_s(x) - \theta_{sz}(x)$ et $w'_s(x) + \theta_{sy}(x)$) ont été simplifiées en éliminant les termes

linéaires $\frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L}$ et $\frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L}$ [Donea et al. 1987], [Pegon 1994].

2.2.3.3 Matrices de masse

La matrice de masse de la section et la matrice de masse de l'élément sont données par les équations (2.53 - 2.58).

2.2.3.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante:

$$\{F_{\text{int}}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx$$

avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations 2.8-2.11, 2.40) et $[B]$ qui est donné par l'équation 2.66.

Les efforts résultants sont donnés par : $\{F_{\text{res}}\} = \int_0^L [N]^T \{Q\} dx$

Avec $[N]$ qui est donné par les équations 2.63-2.65.

Le vecteur Q dépend du chargement extérieur : $\{Q\}^T = (0 \quad q_y \quad q_z \quad 0 \quad 0 \quad 0)$

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces nodales suivant :

$$\{F_{\text{res}}\}^T = \left(0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right)$$

Remarques :

- Contrairement à l'élément Euler - Bernoulli (§2.2.4) cet élément a seulement des forces nodales latérales et pas des moments.
- L'implémentation numérique de l'élément suit les grandes lignes présentées sur la figure 2.3.

2.2.4 Elément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli

L'élément présenté ci-dessous est implémenté dans le code Aster et sera utilisé pour la modélisation de la maquette ECOLEADER dans le chapitre 4.

2.2.4.1 Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation $[N]$ est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3 & 0 & -N_4 & 0 & 0 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_3 & 0 & N_4 & 0 & 0 & 0 & -N_5 & 0 & N_6 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & -N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \end{bmatrix} \quad (2.73)$$

Avec les fonctions d'interpolation suivantes :

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} ; N_1' = -\frac{1}{L} \quad (2.74)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} ; N_2' = \frac{1}{L} \quad (2.75)$$

$$N_3 = 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3} ; N_3' = -\frac{6x}{L^2} + 6\frac{x^2}{L^3} \quad (2.76)$$

$$N_4 = x - 2\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} ; N_4' = 1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2} \quad (2.77)$$

$$N_5 = 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3} ; N_5' = \frac{6x}{L^2} - 6\frac{x^2}{L^3} \quad (2.78)$$

$$N_6 = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} ; N_6' = -\frac{x}{L} + 3\frac{x^2}{L^2} \quad (2.79)$$

2.2.4.2 Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section devient :

$$\{F\} = [K_s]\{D\} \quad (2.80)$$

Où

$$\{F\}^T = \{N \quad M_y \quad M_z \quad M_x\} \quad (2.81)$$

$$\{D\}^T = \{u_s'(x) \quad \theta_{sy}'(x) \quad \theta_{sz}'(x) \quad \theta_{sx}'(x)\} \quad (2.82)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_{s11} & K_{s12} & K_{s13} & 0 \\ & K_{s22} & K_{s23} & 0 \\ & & K_{s33} & 0 \\ sym & & & K_{s44} \end{bmatrix} \quad (2.83)$$

avec :

$$K_{s11} = \int_S E ds ; \quad K_{s12} = \int_S E z ds ; \quad K_{s13} = \int_S E y ds ; \quad K_{s22} = \int_S E z^2 ds \quad (2.84)$$

$$K_{s23} = \int_S E y z ds ; \quad K_{s33} = \int_S E y^2 ds ; \quad K_{s44} = G J_x \quad (2.85)$$

Remarque : J_x est la constante de torsion (donnée par l'utilisateur). Le terme K_{s44} peut aussi être calculé selon l'équation 2.45 (cisaillement transversal). Néanmoins, pour des raisons de précision et de temps de calcul nécessaire c'est l'équation 2.85 qui est programmé dans le code Aster.

La déformation généralisée est cette - fois calculée par :

$$\{D\} = [B]\{U\} \quad (2.86)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_3'' & 0 & N_4'' & 0 & 0 & 0 & -N_5'' & 0 & N_6'' & 0 \\ 0 & N_3'' & 0 & 0 & 0 & N_4'' & 0 & N_5'' & 0 & 0 & 0 & N_6'' \\ 0 & 0 & 0 & N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.87)$$

$$N_3'' = -\frac{6}{L^2} + 12\frac{x}{L^3} ; \quad N_4'' = -\frac{4}{L} + 6\frac{x}{L^2} \quad (2.88)$$

$$N_5'' = \frac{6}{L^2} - 12\frac{x}{L^3} ; \quad N_6'' = -\frac{2}{L} + 6\frac{x}{L^2} \quad (2.89)$$

La matrice de rigidité de l'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.90)$$

2.2.4.3 Matrices de masse

Les matrices de masse de la section et de l'élément prennent les formes suivantes :

$$[M_S] = \begin{bmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & M_{s12} & M_{s13} & 0 \\ & M_{s11} & 0 & 0 & 0 & -M_{s12} \\ & & M_{s11} & 0 & 0 & -M_{s13} \\ & & & M_{s22} & M_{s23} & 0 \\ sym & & & & M_{s33} & 0 \\ & & & & & M_{s22} + M_{s33} \end{bmatrix} \quad (2.91)$$

$$M_{s11} = \int_S \rho ds ; \quad M_{s12} = \int_S \rho z ds ; \quad M_{s13} = \int_S \rho z ds \quad (2.92)$$

$$M_{s22} = \int_S \rho z^2 ds ; \quad M_{s23} = \int_S \rho yz ds ; \quad M_{s33} = \int_S \rho y^2 ds \quad (2.93)$$

ρ peut varier en fonction de y et z .

$$[M_{elem}] = \int_0^L [N]^T [M_S] [N] dx \quad (2.94)$$

2.2.4.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante:

$$\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx$$

avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations 2.20, 2.21, 2.81) et $[B]$ qui est donné par l'équation 2.87.

Les efforts résultants sont donnés par : $\{F_{res}\} = \int_0^L [N]^T \{Q\} dx$

Avec $[N]$ qui est donné par les équations 2.73-2.79.

Le vecteur Q dépend du chargement extérieur : $\{Q\}^T = (0 \quad q_y \quad q_z \quad 0 \quad 0 \quad 0)$

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces nodales suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left(0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad -\frac{L^2q_z}{12} \quad \frac{L^2q_y}{12} \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad \frac{L^2q_z}{12} \quad -\frac{L^2q_y}{12} \right) \quad (2.95)$$

Remarques :

- L'implémentation numérique de l'élément suit les grandes lignes présentées sur la figure 2.3.

2.3 Exemple d'application

Le choix d'une formulation poutre multifibre dépend du type de problème à traiter. L'utilisation d'une poutre Euler - Bernoulli est adéquate pour des poutres élancées où les dimensions de la section sont très inférieures par rapport à la longueur. Dans le cas des poutres courtes la poutre multifibre Timoshenko est la seule capable à prendre en compte les déformations dues au cisaillement.

Les deux formulations de l'élément poutre multifibre Timoshenko ont été déjà validées avec des simulations numériques de plusieurs essais expérimentaux [Guedes et al. 1994], [Kotronis 2000], [Kotronis et al. 2004, 2005a], [Mazars et al. 2006]. Afin de vérifier et de valider la performance de l'élément fini poutre multifibre Euler - Bernoulli implanté dans le code Aster [Ghavamian et al. 2002] nous choisissons de simuler les essais sur des poteaux en béton armé effectués à JRC (Joint Research Centre) à Ispra en Italie [Bousias et al. 1995]. Cette campagne concerne le comportement de 12 poteaux en béton armé dimensionnés selon l'Eurocode 8 et soumis à différents chargements cycliques. Les caractéristiques géométriques des spécimens et les détails du ferrailage sont décrites sur la figure 2.4.

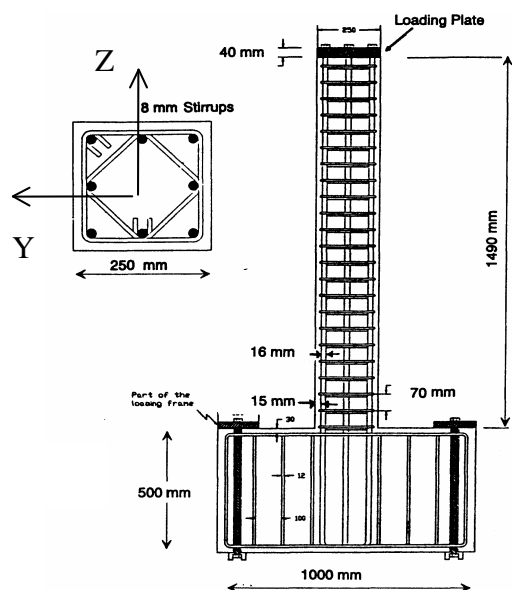


Figure 2.4- Essais Bousias: Caractéristiques des poteaux [Bousias et al. 1995]

La modélisation de trois essais du programme expérimental (S1, S2, S5) est présentée ci-dessous :

Chaque poteau est discrétisé par 22 éléments poutre multifibre de cinématique Euler - Bernoulli avec deux sections dans la longueur (deux points de Gauss). Au niveau de la section, 36 fibres sont utilisés pour modéliser le béton et 8 fibres pour modéliser les aciers. La dalle inférieure n'est pas modélisée et le poteau est considéré encastré à la base. Le confinement n'est pas pris en compte.

Module de Young	20000 MPa
Coefficient de Poisson	0.3
Résistance en compression	29.8 MPa
Résistance en traction	3 MPa
Y01 (seuil d'endommagement en traction)	$3.8 \cdot 10^{-4}$ MPa
Y02 (seuil d'endommagement en compression)	$4 \cdot 10^{-2}$ MPa
A1 (paramètre d'endommagement en traction)	0.003 MPa^{-1}
A2 (paramètre d'endommagement en compression)	5.5 MPa^{-1}
B1 (paramètre pour la traction)	1.4
B2 (paramètre pour la compression)	1.9
BETA1 (activation de la déformation permanente en traction)	1 MPa
BETA2 (activation de la déformation permanente en compression)	-40 MPa
SIGF (contrainte de refermeture des fissures)	3.5 MPa

Tableau 2.1-Essais Bousias : Propriétés du béton utilisé pour la simulation

Le modèle du comportement de béton est capable de simuler son comportement sous chargements cyclique (§1.2.1.2, [La Borderie 1991]). Les propriétés du béton ainsi que les paramètres du modèle sont regroupés dans le tableau 2.1.

Le comportement des armatures est représenté par un modèle de plasticité avec écrouissage cinématique linéaire (§1.4 .1). Les propriétés des aciers utilisés pour les calculs sont :

- Module de Young : 200 000 MPa
- Limite d'élasticité : 460 MPa
- Pente d'écrouissage: 30 000 MPa

- Essai S1

Pendant cet essai le poteau est chargé en tête avec une histoire alternée des déplacements en Y et Z (figure 2.5) et un effort normal constant égal à 0.21 MN. La comparaison des résultats numériques avec des résultats expérimentaux est présentée à la figure 2.6.

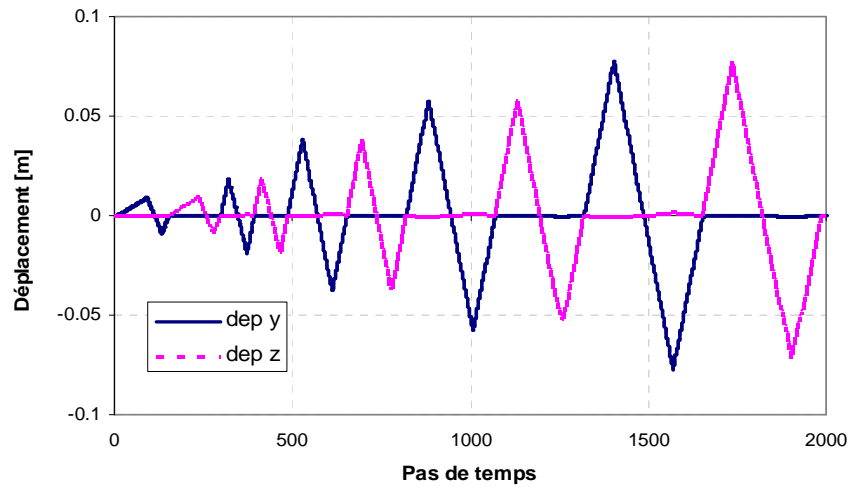
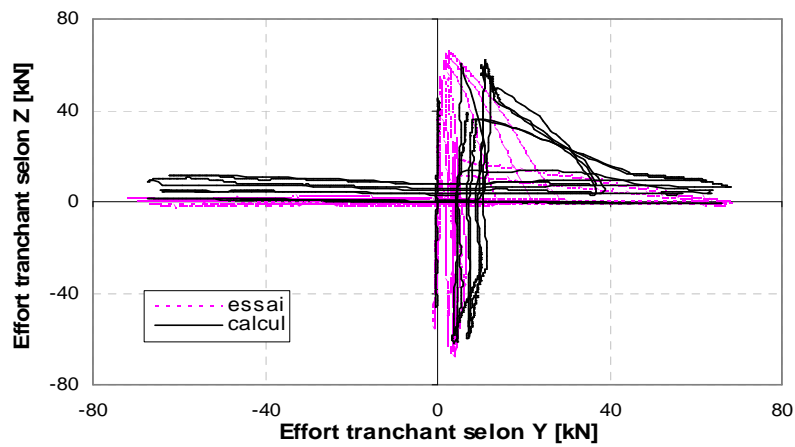


Figure 2.5- Essais Bousias : Déplacements appliqués en tête du poteau (test S1)



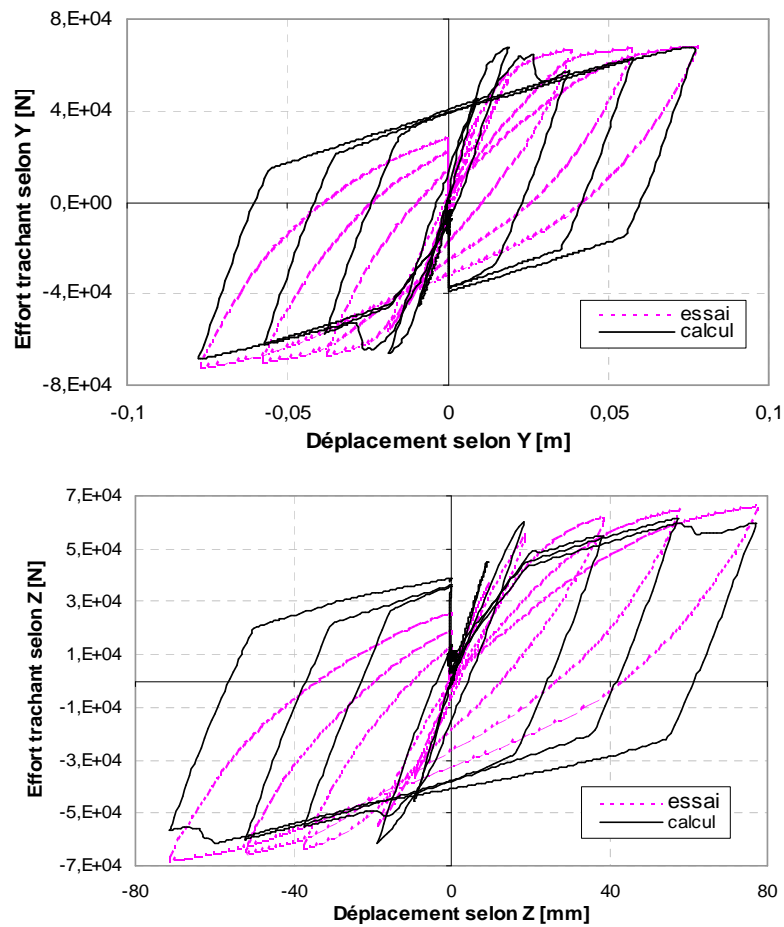


Figure 2.6- Essais Bousias : Comparaison essais - calculs (test S1)

-Essai S2

Le poteau est également chargé avec une histoire alternée des déplacements en Y et Z selon la figure 2.7 et un effort normal constant égal cette fois-ci à 0.29 MN. La comparaison des résultats de l'analyse numérique et de l'expérience est présentée sur la figure 2.8.

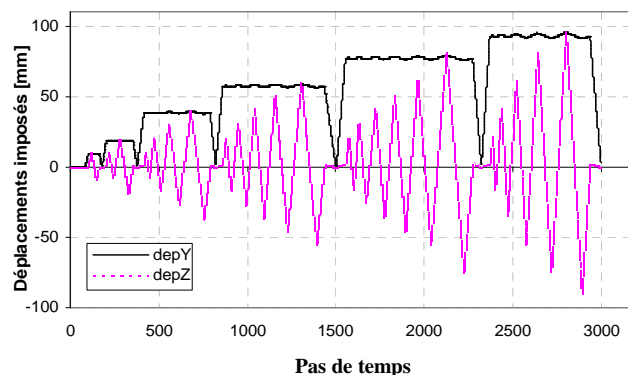


Figure 2.7- Essais Bousias : Déplacements appliqués au poteau (test S2)

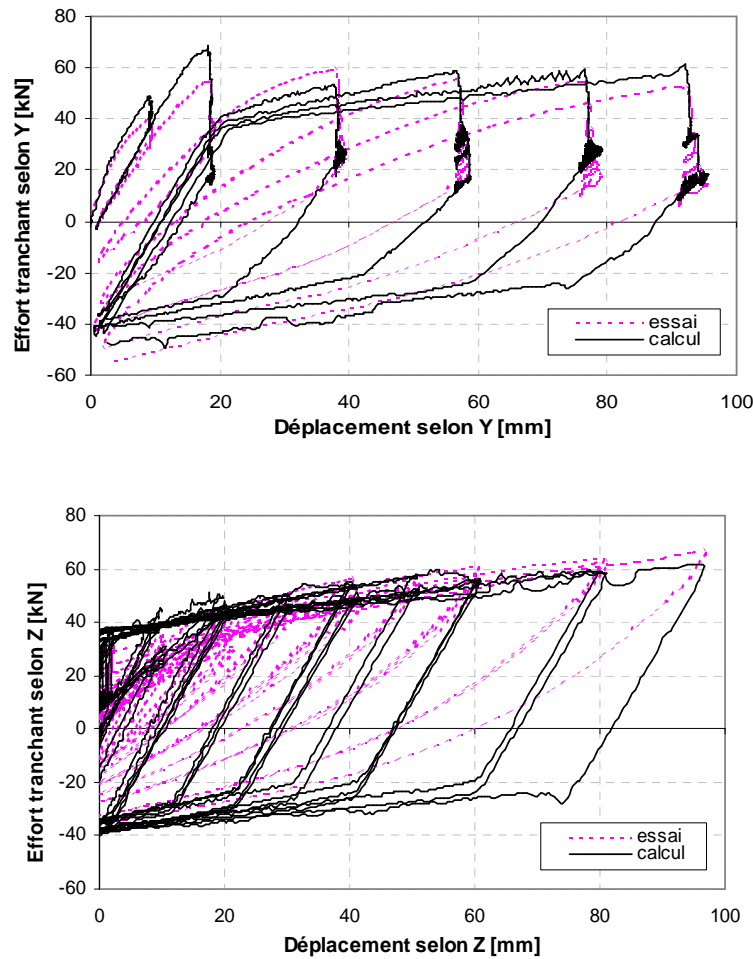


Figure 2.8- Essais Bousias : Comparaison essais - calculs (test S2)

- Essai S5

Pendant cet essai le poteau est chargé avec une histoire alternée des déplacements en Y et Z selon la figure 2.9 et un effort normal constant égal à 0.25 MN. Les comparaisons des résultats numériques et ceux de l'expérience sont présentés sur la figure 2.10.

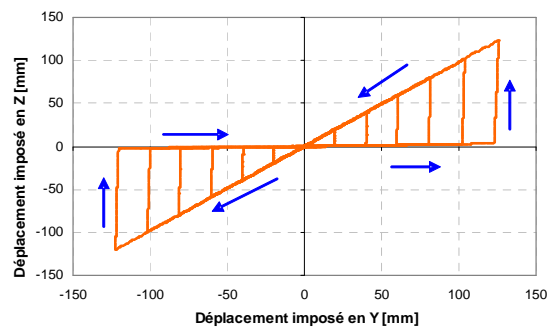


Figure 2.9- Essais Bousias : Déplacements appliqués au poteau (test S5)

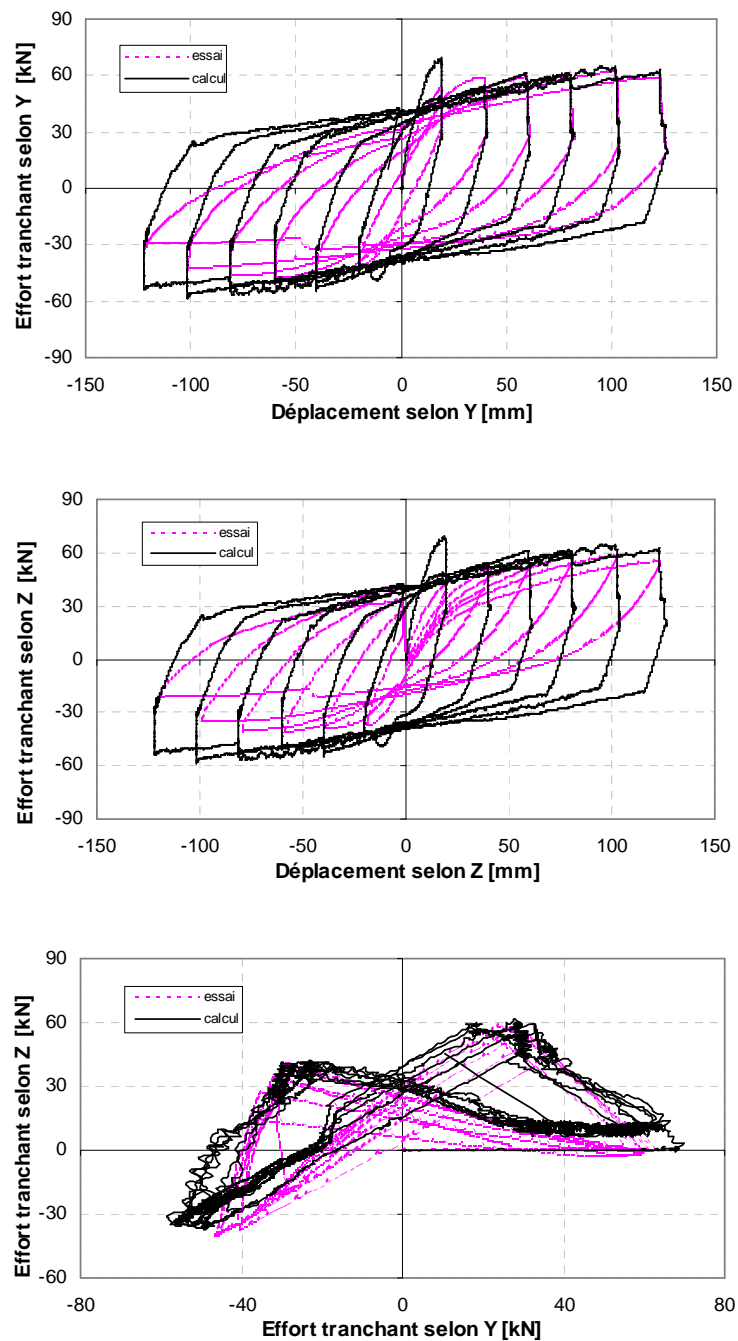


Figure 2.10- Essais Bousias : Comparaison essais - calculs (test S5)

Commentaires :

Les résultats sont satisfaisants et montrent la capacité de l'élément fini poutre multifibre implanté dans le code Aster à reproduire le comportement global des poteaux. Les boucles d'hystérésis sont correctement reproduites ainsi que la valeur maximale de efforts dans les deux directions et ceci pour les trois essais.

Lors des différents calculs, il s'est avéré que la qualité des résultats numériques dépend essentiellement de la loi utilisée pour les armatures. La loi adoptée considère un comportement linéaire en cas de décharge, c'est pourquoi les décharges observées expérimentalement ne peuvent pas être reproduites numériquement. De meilleurs résultats peuvent être trouvés en utilisant des lois de comportement plus élaborées pour les armatures (par exemple la loi Pinto - Menegotto) [Guedes et al. 1994], [Kotronis 2000], [Kotronis et al. 2004, 2005a], [Mazars et al. 2006]. L'utilisation de cette loi dans le code Aster s'est avérée difficile pour des chargements cycliques (problèmes de convergence).

2.4 Conclusions

S'appuyant sur une approche de méthodes simplifiées, la théorie et l'implémentation numérique de plusieurs types d'éléments finis poutres multifibres ont été présentées en détail. Plus particulièrement, la performance de l'élément fini poutre multifibre de cinématique Euler - Bernoulli existant dans le code Aster a été validée avec les résultats expérimentaux des poteaux en béton armé soumis à des chargements cycliques. Après la présentation de l'essai sur table vibrante de la maquette ECOLEADER du chapitre suivant, cet élément sera utilisé pour la simulation numérique présentée dans le chapitre 4.

Chapitre 3: Essai sur table vibrante d'une structure à mur à cellules contreventées

3.1 Programme d'essai sur table vibrante ECOLEADER

3.1.1 Introduction

Le programme ECOLEADER concerne des essais de murs faiblement armés testés sur la table sismique du LNEC (National Laboratory for Civil Engineering) à Lisbonne. Il s'agit d'une étude comparée du comportement de deux maquettes à murs banchés porteurs et à coffrage identique comportant un mur à file d'ouvertures. La première maquette a été conçue par l'Université de Ljubljana en Slovénie, selon les usages en Europe centrale. Le dimensionnement de la deuxième maquette a été fait par des experts du génie parasismique suivant le concept français de murs structuraux faiblement armés [Coin et al. 2005]. Les résultats que nous présentons dans ce chapitre concernent uniquement la deuxième maquette.

3.1.2 Méthode de dimensionnement de la maquette

- Règles de similitude

La maquette a été dimensionnée par référence à des murs de bâtiments courants dans le cadre des règles de similitude d'accélération avec un coefficient de similitude de 1/3. Dans cette approche :

- Les longueurs sont divisées par 3 ;
- Les contraintes sont conservées : Un mur de maquette est considéré comme représentatif d'un mur de bâtiment si les contraintes normales gravitaires sont sensiblement les mêmes. Cet objectif est réalisé en disposant des masses additionnelles sur les dalles de la maquette qui, ajoutées à l'excédant de poids des dalles, permettent d'obtenir les contraintes normales courantes ;
- Les accélérations sont conservées ;
- Les masses volumiques sont les mêmes dans la maquette et le bâtiment de référence. Les matériaux utilisés étant les mêmes, le respect de la similitude aurait conduit à retenir pour la maquette un matériau de masse volumique trois fois celle du matériau du bâtiment, ce qui n'est évidemment pas possible (le comportement doit être le même). En conséquence, il est nécessaire de mettre en place des masses additionnelles dans la maquette au niveau des planchers (voir figure 3.3) ;

- Les temps sont divisés par $\sqrt{3}$;
- Les ordonnées du spectre de dimensionnement sont conservées, les périodes en abscisse sont réduits par $\sqrt{3}$;
- Les excentricités relatives sont conservées ;
- L'épaisseur d'un mur habituellement de 18 cm devient 6 cm avec un micro béton ;
- La hauteur d'un étage habituellement de 2.7 m devient 0.9 m ;
- La trame entre files porteuses comprise entre 4 m et 7 m devient 2 m ;
- La longueur des murs de l'ordre de 5 m devient 1.7 m ;
- L'épaisseur des dalles de plancher habituellement de 18 cm à 20 cm devient 6 cm ;

- Méthode d'équivalence énergétique

Les règles PS92 [NF P 06 013, 1995] proposent une méthode d'équivalence énergétique pour choisir la valeur du coefficient de comportement q retenue pour le niveau d'agression sismique prévu. Il s'agit d'une présentation voisine à celle de l'EC8 [NF P 06 031-3, 2001], avec des arbitrages un peu différents quant aux choix effectués sur le modèle élastique de référence. En revanche, la formulation des critères à satisfaire est différente. Dans PS92, le choix de q porte sur un critère énergétique alors que dans EC8, le critère porte sur le déplacement. Les grandes lignes de la méthode de dimensionnement suivies pour la maquette ECOLEADER sont présentées ci-dessous [Bisch et al. 2006] :

- L'action sismique est déduite dans un premier temps d'un modèle supposé élastique : soit F_t l'effort tranchant à la base de la construction avec un déplacement associé d_e (figure 3.1) ;
- Un coefficient q est ensuite choisi selon les règles PS92 ;
- La nouvelle force F_b est calculé par $F_b = F_t/q$;
- Les déformations sont calculées en théorie de béton armé. Les déplacements associés en sont déduits, ce qui donne la courbe de capacité (délimitant la zone teintée sur la figure 3.1), avec pour déplacement limite d_{ul} ;

- Le coefficient q choisi est acceptable si l'égalité des aires obtenues dans le calcul élastique et le calcul béton armé est respectée.

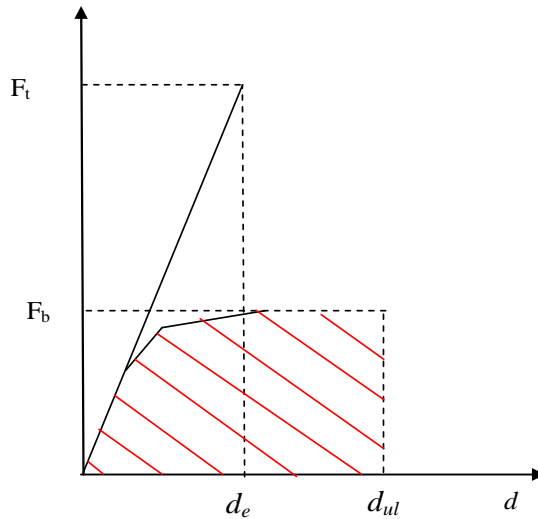


Figure 3.1- Méthode d'équivalence énergétique

- Ferrailage

Après avoir déterminé le facteur de comportement q , toutes les forces sont connues et le ferrailage vertical à chaque extrémité des murs est déduit à partir des calculs classiques de poutre sous flexion composée ;

- Niveau d'agression sismique

La période fondamentale de vibration T_c est calculée par la méthode de Rayleigh et ceci pour les deux directions horizontales (en X et en Y). Ces valeurs sont ensuite comparées avec les spectres de dimensionnement donnés pour différents types de sol afin de déterminer le niveau d'accélération S à appliquer à la structure (figure 3.2) ;

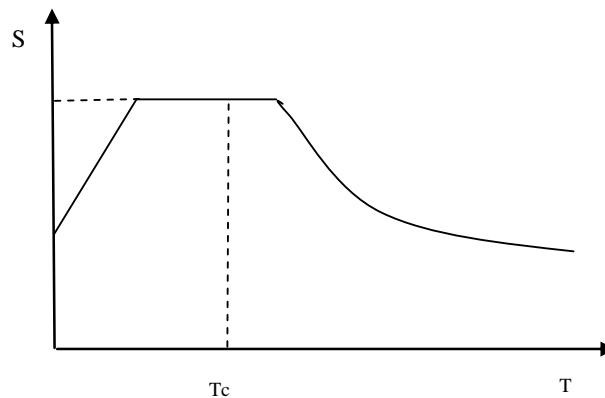


Figure 3.2- Spectre de dimensionnement

- Dans le cas d'un mur à file d'ouvertures comme la maquette ECOLEADER, une méthode permet de classer le mur en fonction de la flexibilité des linteaux [Albigès et al. 1960]. L'effet des ouvertures est classé en trois catégories, en fonction d'un coefficient α défini comme suit :
 - $\alpha \leq 1$ si le mur à file d'ouvertures se comporte comme deux trumeaux séparés, sans effet des linteaux ;
 - $1 < \alpha < 10$ si le mur à file d'ouvertures se comporte comme un portique ;
 - $\alpha \geq 10$ si le mur à file d'ouvertures se comporte comme un seul mur dans lequel les linteaux sont rigides.
- Les actions et les sollicitations sismiques sont définies en multipliant S par un facteur α/q ;
- Comme les murs sont connectés entre eux, des combinaisons de type $S_x + 0.3S_y$ et $S_y + 0.3S_x$ sont nécessaires (S_x et S_y sont les accélérations appliquées en X et en Y respectivement). L'effet de torsion est négligé.

Le choix final pour le dimensionnement de la maquette ECOLEADER [Coin et al. 2005] correspond à un facteur de comportement q égal à 3.5 et un coefficient α égal à 14.5 (linteaux rigides). Le niveau sismique ultime attendu, dite niveau de dimensionnement, est 0.5g dans la direction X et 0.25g dans la direction Y. A ce niveau la valeur maximale du moment de flexion à la base d'un des deux murs en X est prévue égale à 150000 N.m.

3.1.3 Caractéristiques de la maquette

La maquette testée est à l'échelle 1/3. Elle est composée de deux murs porteurs liés par six planchers et une longrine inférieure ancrée sur la table vibrante afin de reproduire une liaison de type encastrement. De plus, elle est contreventée dans le sens perpendiculaire aux murs par un mur intérieur avec ouvertures. Les murs ont chacun une hauteur de 5.1 m, une longueur de 1.60 m et une épaisseur de 6 cm. La longrine inférieure a une longueur de 2 m, une hauteur de 0.6 m et une épaisseur de 20 cm. Les principales caractéristiques de la maquette sont données aux figures 3.3, 3.4 et au tableau 3.1.

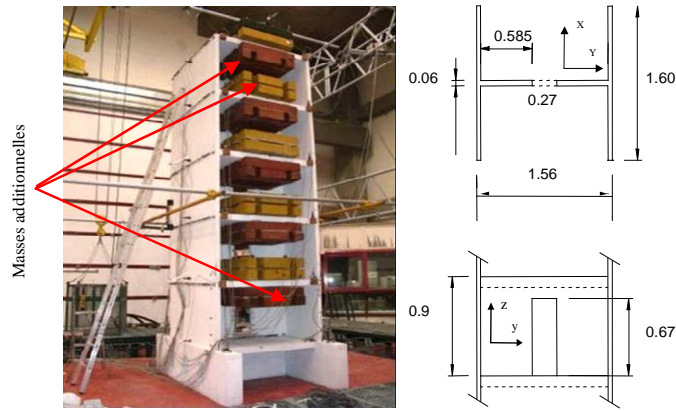


Figure 3.3- Maquette ECOLEADER : Description de la structure (dimensions en m)

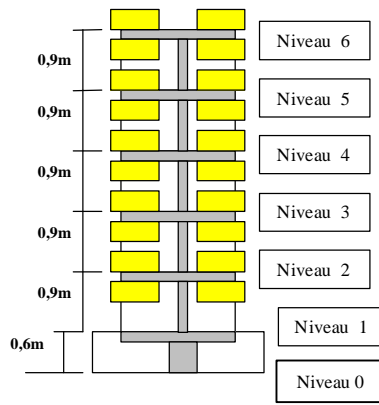


Figure 3.4- Maquette ECOLEADER : Description de la structure (dimensions en m)

Des masses additionnelles sont ajoutées à la partie supérieure et inférieure de chaque plancher, sauf celui du niveau 1. La masse totale de la maquette est : 5.2 tonnes (maquette) + 24 tonnes (masses additionnelles) + 2.4 tonnes (longrines) = 31.6 tonnes.

Niveau	Hauteur	Position par rapport le plancher	Mur XG (et mur XD)	Mur Y	Masses totales
6	5.06m	Au dessus	0	0	0
		Au dessous	1.9061 tonnes	1.4678 tonnes	5.28 tonnes
5	4.16m	Au dessus	2.0936 tonnes	1.6124 tonnes	5.80 tonnes
		Au dessous	3.9999 tonnes	3.0802 tonnes	11.08 tonnes
4	3.26m	Au dessus	4.1876 tonnes	3.2248 tonnes	11.60 tonnes
		Au dessous	6.0937 tonnes	4.6926 tonnes	16.88 tonnes
3	2.36m	Au dessus	6.2814 tonnes	4.8372 tonnes	17.40 tonnes
		Au dessous	8.1875 tonnes	6.305 tonnes	22.68 tonnes
2	1.46m	Au dessus	8.3752 tonnes	6.4496 tonnes	23.20 tonnes
		Au dessous	10.2813 tonnes	7.9174 tonnes	28.48 tonnes

1	0.56m	Au dessus	10.469 tonnes	8.062 tonnes	29.00 tonnes
		Au dessous			29.48 tonnes
0	0	Au dessus			31.20 tonnes
		Au dessous			31.60 tonnes

Tableau 3.1- Maquette ECOLEADER : Positions de masses additionnelles

Les armatures de la maquette sont présentées dans le tableau 3.2. Les étages ne sont pas ferrailés de la même façon. Les niveaux 1 et 2 sont davantage armés que les étages supérieurs.

Niveau	Armatures verticales du mur selon Y	Armatures verticales du mur selon X
5-6	$2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$	$1 \Phi 4.5 = 0.159 \text{ cm}^2$
4-5	$2 \Phi 4.5 + 2 \Phi 6 = 0.88 \text{ cm}^2$	$1 \Phi 4.5 = 0.159 \text{ cm}^2$
3-4	$3 \Phi 4.5 + 2 \Phi 6 = 1.04 \text{ cm}^2$	$2 \Phi 4.5 = 0.318 \text{ cm}^2$
2-3	$4 \Phi 4.5 + 2 \Phi 6 = 1.20 \text{ cm}^2$	$2 \Phi 5 + 1 \Phi 4.5 = 0.561 \text{ cm}^2$
1-2	$4 \Phi 4.5 + 2 \Phi 6 = 1.20 \text{ cm}^2$	$2 \Phi 5 + 3 \Phi 4.5 = 0.869 \text{ cm}^2$

Tableau 3.2- Maquette ECOLEADER : Ferrailage

3.1.4 Matériaux utilisés

3.1.4.1 Béton

Les caractéristiques mécaniques du béton ont été mesurées à partir des essais effectués au LNEC [LNEC 2004]. Les essais de béton en compression et en affaissement (slump test) ont été réalisés avant la construction de la maquette. Les caractéristiques du béton en compression à 7 et 28 jours sont regroupées dans le tableau 3.3.



Figure 3.5- Maquette ECOLEADER : Vibration des cubes de béton

Position	σ [MPa] 7 jours	σ moyen [MPa] 7 jours	σ [MPa] 28 jours	σ moyen [MPa] 28 jours
Fondation	32.8	32.8	42	42
Murs (niveau 1)	27.5	34.0	38.3	41.8
Plancher (niveau 1)	34.2		41.5	
Murs (niveau 2)	33.8		41.3	
Plancher (niveau 2)	32.2		40.8	
Murs (niveau 3)	35.7		40.8	
Plancher (niveau 3)	32.7		40.0	
Murs (niveau 4)	36.0		43.3	
Plancher (niveau 4)	32.5		43.3	
Murs (niveau 5)	36.2		44.7	
Plancher (niveau 5)	35.2		43.0	

Tableau 3.3- Maquette ECOLEADER : Résultats des tests de compression



Figure 3.6- Maquette ECOLEADER : Les cubes de béton testés en compression

L'essai d'affaissement a comme objectif de mesurer l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son poids propre. Plus cet affaissement sera grand plus le béton sera fluide. Le tableau 3.4 montre l'affaissement du béton utilisé aux différentes positions de la maquette.



Figure 3.7- Maquette ECOLEADER : Test d'affaissement

Position	Affaissement [cm]
Fondation	15
Murs (niveau 1)	25
Plancher (niveau 1)	23
Murs (niveau 2)	22
Plancher (niveau 2)	23
Murs (niveau 3)	22
Plancher à (niveau 3)	23
Murs (niveau 4)	23
Plancher (niveau 4)	22
Murs (niveau 5)	21
Plancher (niveau 5)	22

Tableau 3.4- Maquette ECOLEADER : Résultats de tests d'affaissement

3.1.4.2 Acier

Les caractéristiques des aciers utilisés pour la maquette sont données dans le tableau 3.5. Ils ont été mesurés par des essais de traction au LNEC [LNEC 2004]. Pour chaque diamètre, trois essais de traction ont été effectués. Les armatures des diamètres 3 et 5 mm sont des barres lisses.

Test	d [mm]	S0 [mm ²]	Fp0.2 [kN]	Fm [kN]	Rp.02 [MPa]	Rm [MPa]	L0 [mm]	Lu-L0 [mm]	Ag (%)	Agt (%)	E [kN/mm ²]
1	3.01	7.09	5.59	5.85	788	825	100	1.05	1.05	1.4	216
2	3	7.06	5.61	5.91	795	837	100	1.51	1.51	1.9	200
3	3.01	7.1	5.54	5.84	781	822	100	1.17	1.17	1.6	200

Test	d [mm]	S0 [mm ²]	Fp0.2 [kN]	Fm [kN]	Rp.02 [MPa]	Rm [MPa]	L0 [mm]	Lu-L0 [mm]	Ag (%)	Agt (%)	E [kN/mm ²]
1	4.42	15.4	9.29	9.7	603	630	100	1.44	1.44	1.8	196
2	4.42	15.3	10.1	10.4	660	680	100	0.76	0.76	1.1	212
3	4.38	15.1	9.6	9.92	635	657	100	2.78	2.78	3.1	212

Test	d [mm]	S0 [mm ²]	Fp0.2 [kN]	Fm [kN]	Rp.02 [N/mm ²]	Rm [N/mm ²]	L0 [mm]	Lu-L0 [mm]	Ag (%)	Agt (%)	E [kN/mm ²]
1	5.02	19.75	13.2	13.4	669	679	100	2.39	2.39	2.7	186
2	5.01	19.69	13.1	13.4	667	681	100	1.6	1.6	1.9	196
3	5.03	19.87	(*)	12.6	(*)	635	100	0.43	0.43	0.7	193

(*) valeur non disponible

Test	d [mm]	S0 [mm ²]	Fp0.2 [kN]	Fm [kN]	Rp.02 [MPa]	Rm [MPa]	L0 [mm]	Lu-L0 [mm]	Ag (%)	Agt (%)	E [kN/mm ²]
1	6.03	28.5	12.4	17.2	436	602	100	11.24	11.24	11.6	189
2	5.81	26.6	12.6	17	473	639	100	11.1	11.1	11.4	214
3	5.96	27.9	12.6	17	453	610	100	9.89	9.89	10.2	208

Test	d [mm]	S0 [mm ²]	Fp0.2 [kN]	Fm [kN]	Rp.02 [MPa]	Rm [MPa]	L0 [mm]	Lu-L0 [mm]	Ag (%)	Agt (%)	E [kN/mm ²]
1	5.99	28.2	16	18.7	566	664	100	10.22	10.22	10.6	191
2	5.75	25.9	15.9	18.6	615	719	100	10.47	10.47	10.8	211
3	5.99	28.2	15.7	18.2	557	645	100	8.99	8.99	9.3	195

Tableau 3.5- Maquette ECOLEADER : Caractéristiques des aciers utilisés

Avec :

- d : diamètre
- S0 : surface
- Fp0.2 : Force à 0.2% de déformation
- Fm : Force maximale

- $R_{p.02}$: Contrainte à 0.2% de déformation
- R_m : Contrainte de rupture
- L_0 : Longueur initiale de la barre
- L_u : Longueur finale de la barre
- A_g : Déformation permanente
- A_{gt} : Déformation de rupture
- E : Module d'Young

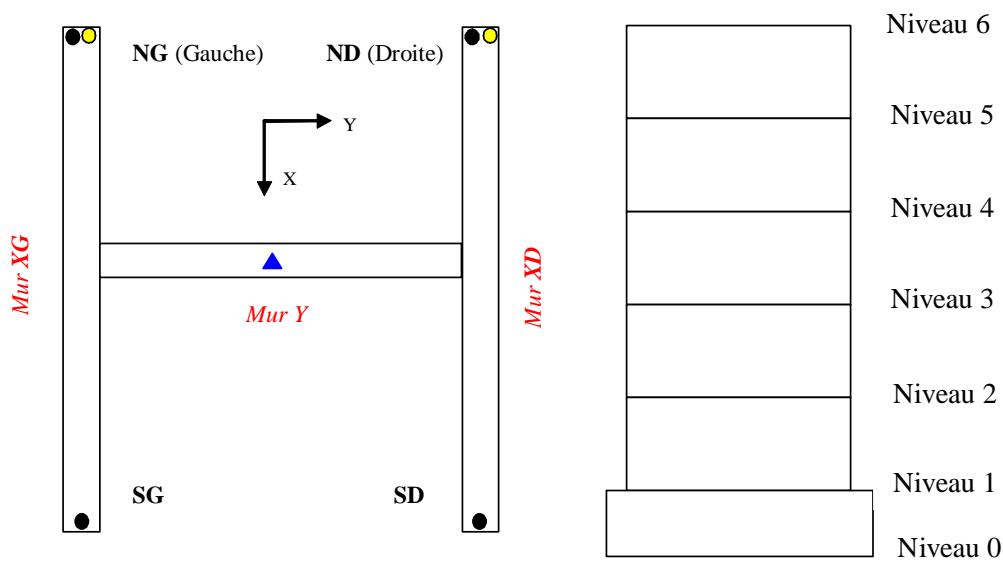
Remarque : Nous constatons que les valeurs de la déformation de rupture sont très faibles pour les aciers à petit diamètre (3-5 mm). Elles sont très inférieures à celles préconisées dans l'EC8 où la déformation de rupture est de l'ordre de 10%. De plus, ces valeurs expérimentales varient beaucoup ce qui cause un problème quant au choix de la déformation de rupture dans la partie modélisation (voir chapitre 4).

3.1.5 Instrumentation

L'instrumentation utilisée pour effectuer des mesures globales et locales comporte des accéléromètres, des LVDT (Linear Variable Displacement Transducers), des systèmes optiques et des jauges de déformations. Leurs positions sont détaillées ci-dessous:

- *Accéléromètres*

Les accéléromètres qui mesurent les accélérations verticales (●) sont disposés aux quatre angles de la maquette et ceci pour les niveaux de 1 à 6. Les accéléromètres qui mesurent les accélérations horizontales selon la direction X (○) se trouvent aux murs extérieurs dans le côté nord et ceux qui mesurent les accélérations horizontales selon la direction Y (▲) au mur intérieur. Leurs positions et leurs appellations sont présentées dans la figure 3.8.



Direction Z AZGS, AZGN, AZDS, AZDN--- de niveau 1 à 6

Direction X AXG, AXD--- de niveau 1 à 6

Direction Y AY--- de niveau 1 à 6

Exemple : AZGS est l'appellation de l'accéléromètre qui fonctionne dans la direction verticale Z, installé au côté Sud, à gauche.

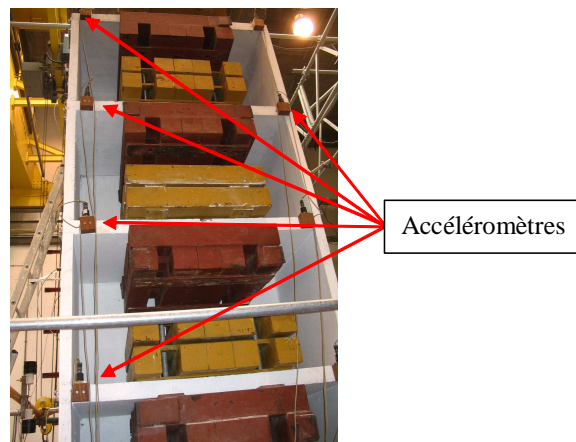


Figure 3.8 - Maquette ECOLEADER : Plan de disposition des accéléromètres

Remarque : En raison de l'indisponibilité d'un nombre suffisant d'accéléromètres le jour de l'essai, le niveau de la table (niveau 0) n'a pas été instrumenté. Ce choix paraît acceptable en raison de la rigidité de la longrine.

Les figures 3.9 et 3.10 montrent la distance d [mm] du parement extérieur à l'axe des accéléromètres aux différents niveaux de la maquette.

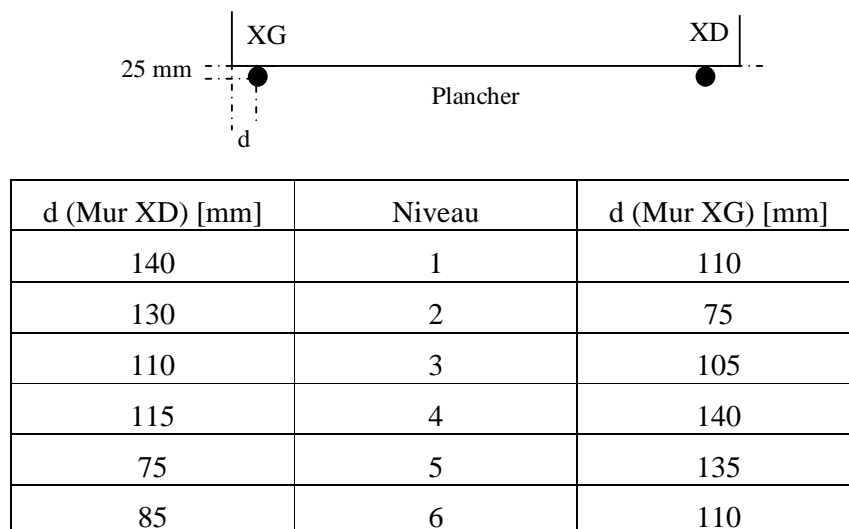


Figure 3.9- Maquette ECOLADER : Disposition d'accéléromètres verticaux (●) - côté sud

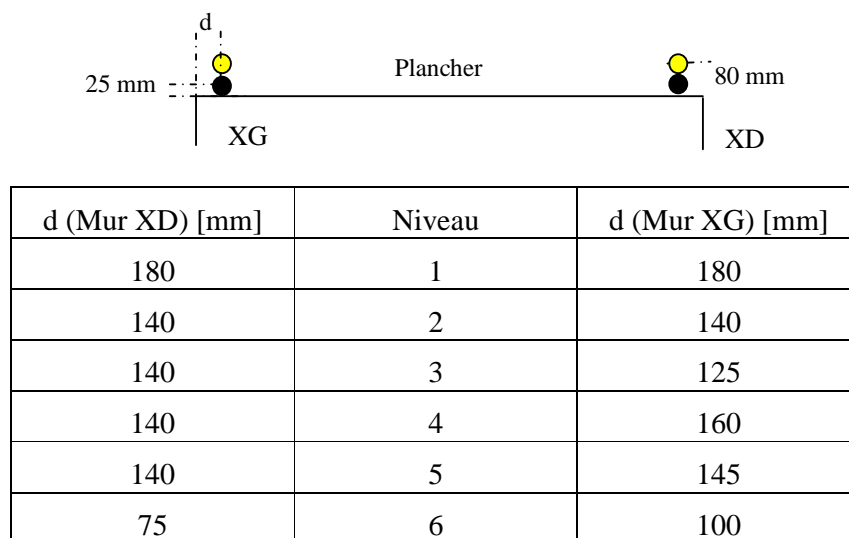


Figure 3.10- Maquette ECOLADER : Disposition d'accéléromètres verticaux (●) et horizontaux (●)-côté Nord

- LVDT

Les LVDT servent à mesurer les déplacements relatifs. Au premier niveau, ils sont ancrés au-dessus de la longrine à 40 mm au bord du mur XG et à 20 mm au bord du mur XD. Aux autres niveaux, les LVDT sont ancrés au niveau de chaque plancher. En plus, des LVDT diagonaux sont positionnés dans les trumeaux du mur intérieur et ceci seulement pour le premier niveau.

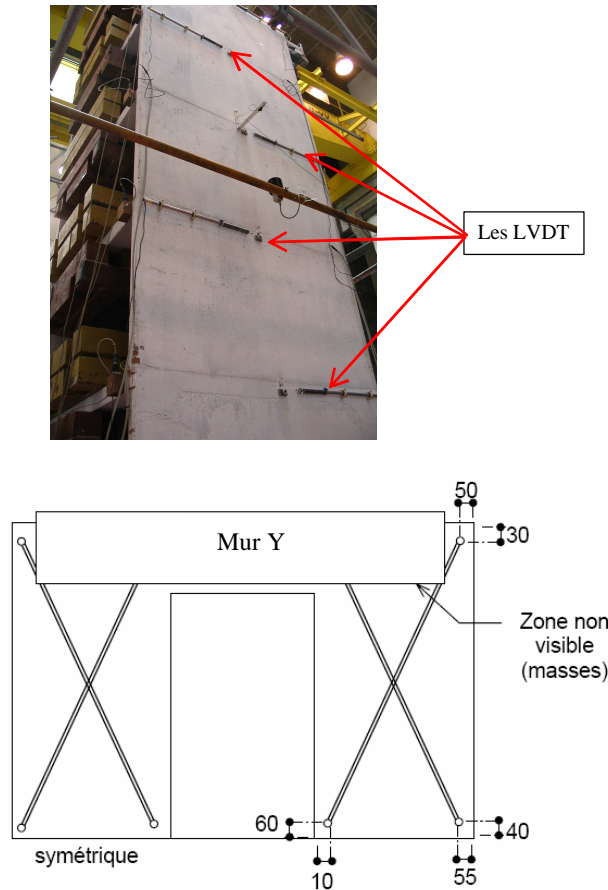


Figure 3.11- Maquette ECOLEADER : Disposition des LVDT (unités en mm)

Remarque : Pendant l'essai une fissuration horizontale s'est produite à la base de la maquette en un point plus bas que la position de l'encastrement des LVDT. Son ouverture n'est pas donc prise en compte dans la mesure de ces LVDT. Dans les niveaux supérieurs, l'ancrage est différent et ce problème ne s'est pas reproduit.

- *Systèmes optiques*

Ils sont constitués d'une caméra installée verticalement, pointant sur un repère installé à un autre niveau. Ils permettent de mesurer le déplacement horizontal selon les deux axes, entre ces deux niveaux. (Un système de mesure optique étant également indisponible, les déplacements absolus du niveau 1 de mur droit n'ont pas été mesurés).

En combinant les informations fournies par les LVDT et les systèmes optiques nous pouvons remonter aux déplacements absolus et relatifs nécessaires pour l'exploitation des résultats expérimentaux. Leurs appellations sont présentées dans la figure 3.12.

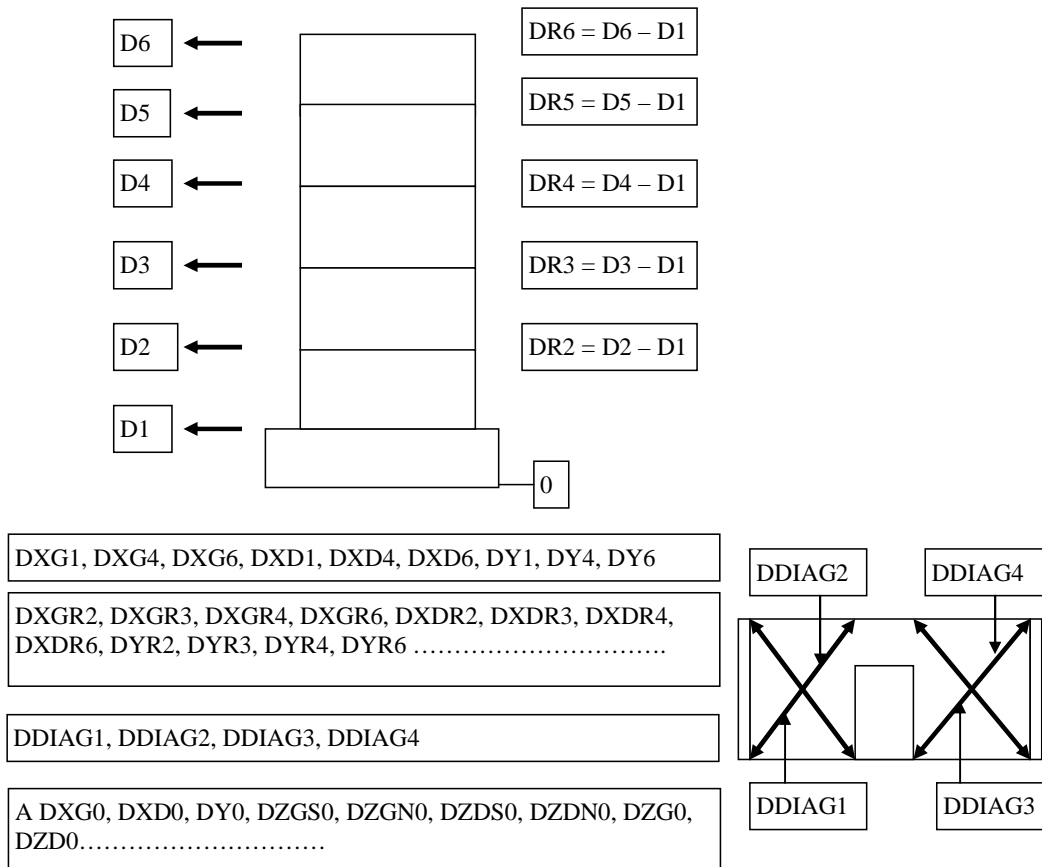


Figure 3.12- Maquette ECOLEADER : Appellation des déplacements absolus et relatifs

- Jauges de déformations

Les jauges de déformations servent à mesurer les déformations des armatures. Douze jauges sont collées sur des barres d'acier suivant la figure 3.13.

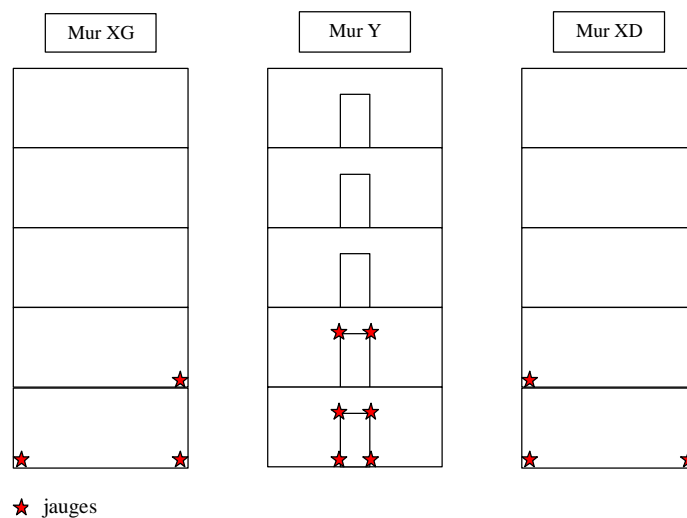


Figure 3.13- Maquette ECOLEADER : Disposition des jauges de déformations

3.1.6 Table sismique

Les caractéristiques de la table sismique sont, conformément aux plans fournis par LNEC, les suivantes (figure 3.14 - [LNEC 2004]) :

- Dimensions en plan : 5.6 m (suivant Y) x 4.6 m (suivant X)
- Hauteur totale : 2.5 m
- Hauteur de la partie rectangulaire 0.66 m
- Masse totale du système : 40 tonnes

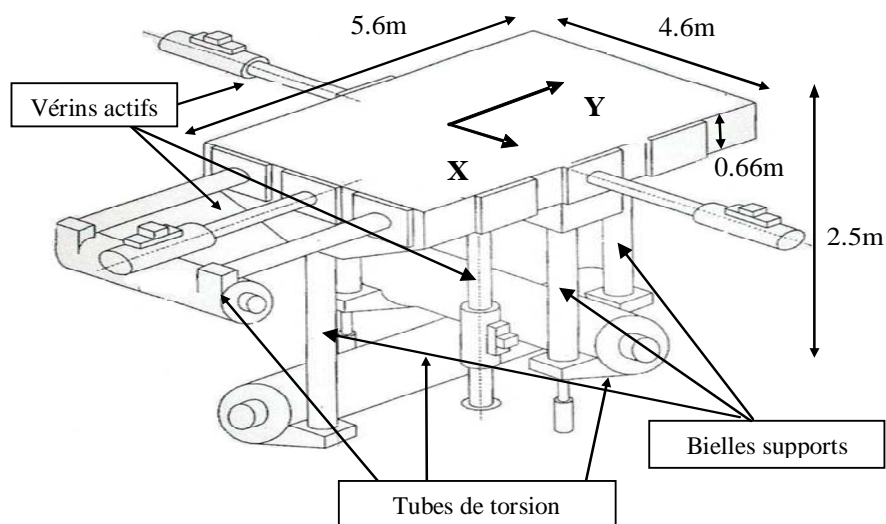


Figure 3.14- Maquette ECOLEADER : Table sismique

Les déplacements sont imposés par les vérins actifs, il en résulte une grande raideur apparente des vérins qui confère à la table une grande raideur suivant les trois translations. En revanche, suivant les rotations, la raideur est conférée passivement par les bielles supports ainsi que par les tubes de torsion.

3.1.7 Programme de chargement

Une série d'accélérogrammes (de T0 à T6) est appliquée à la maquette suivant la direction X et la direction Y. Des signaux naturels de type séisme proche (Tolmezzo) sont utilisés. La séquence de chargements appliquée ainsi que le spectre de signal sont représentés ci-dessous :

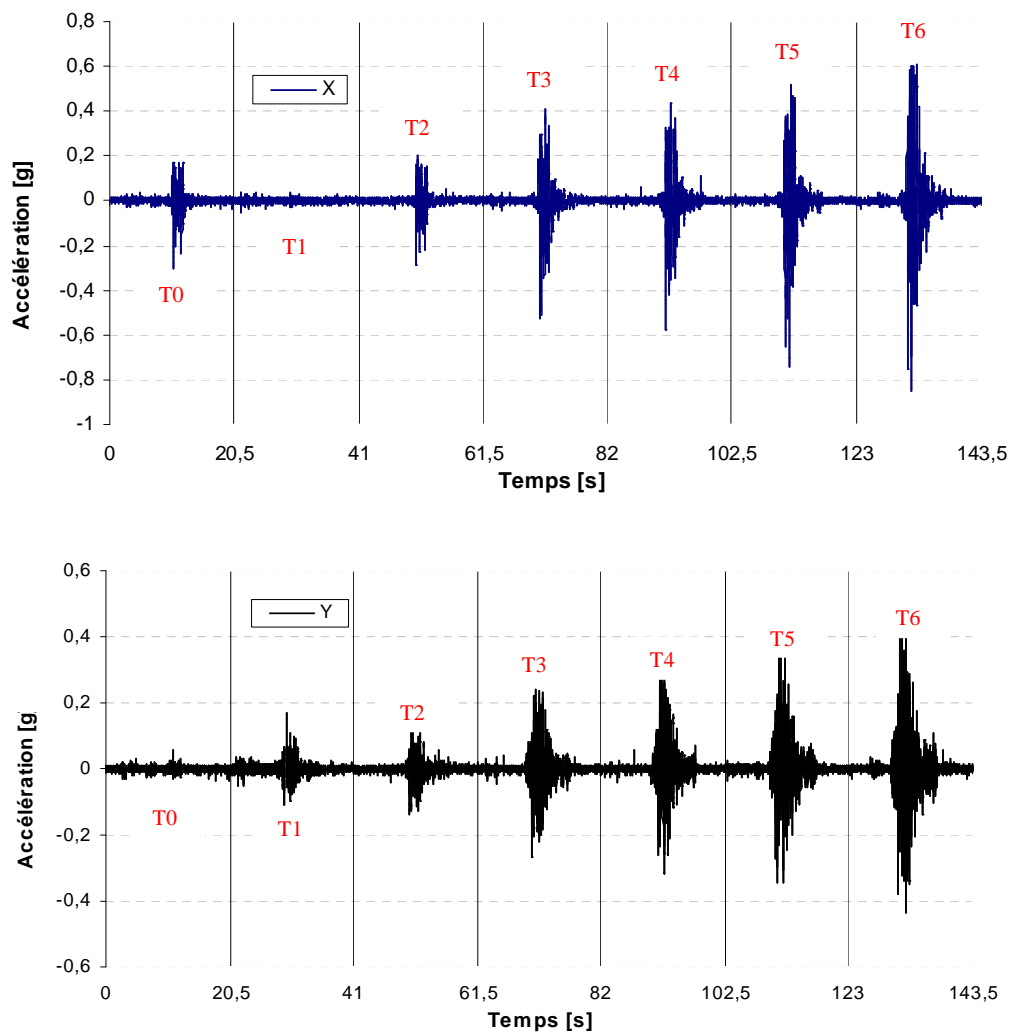


Figure 3.15- Maquette ECOLEADER : Accélération appliquée à la maquette

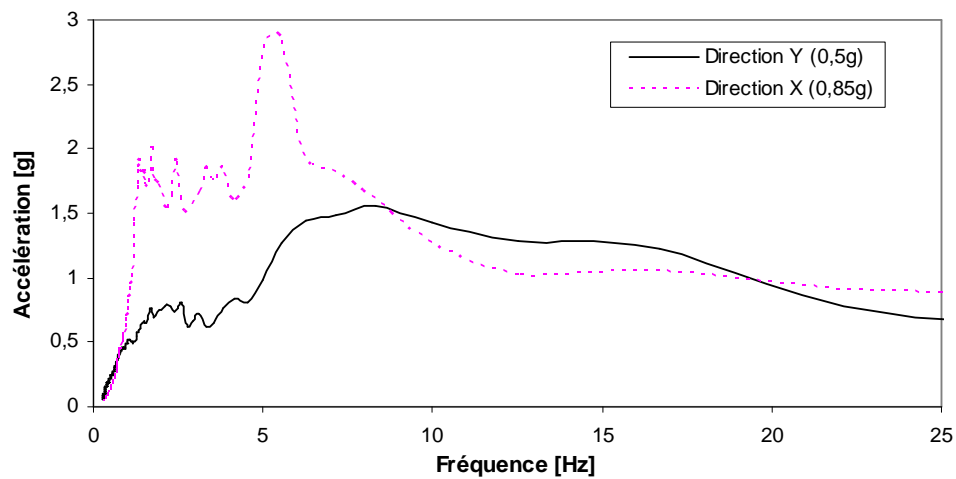


Figure 3.16- Maquette ECOLEADER : Spectres des signaux (5% d'amortissement)

L'histoire de chargements appliqués est résumée dans le tableau 3.6 :

Test	Direction X	Direction Y
T0	0.3g	0
T1	0	0.14g
T2	0.24g	0.13g
T3	0.45g	0.27g
T4	0.55g	0.3g
T5	0.74g	0.36g
T6	0.85g	0.5g

Tableau 3.6– Maquette ECOLEADER : Séquence de chargements appliqués

3.2 Méthode adoptée pour l'exploitation des résultats

Nous présentons dans ce paragraphe la méthode utilisée pour l'exploitation des résultats expérimentaux [Coin et al. 2005]. Grâce aux instrumentations installées, nous avons pu dans un premier temps enregistrer les résultats « bruts » (les déplacements absolus et relatifs, les accélérations et les déformations). Ensuite, en se basant sur une hypothèse de variation linéaire des accélérations entre les points de mesure, nous pouvons déterminer les valeurs des accélérations à certaines positions intermédiaires (figure 3.17).

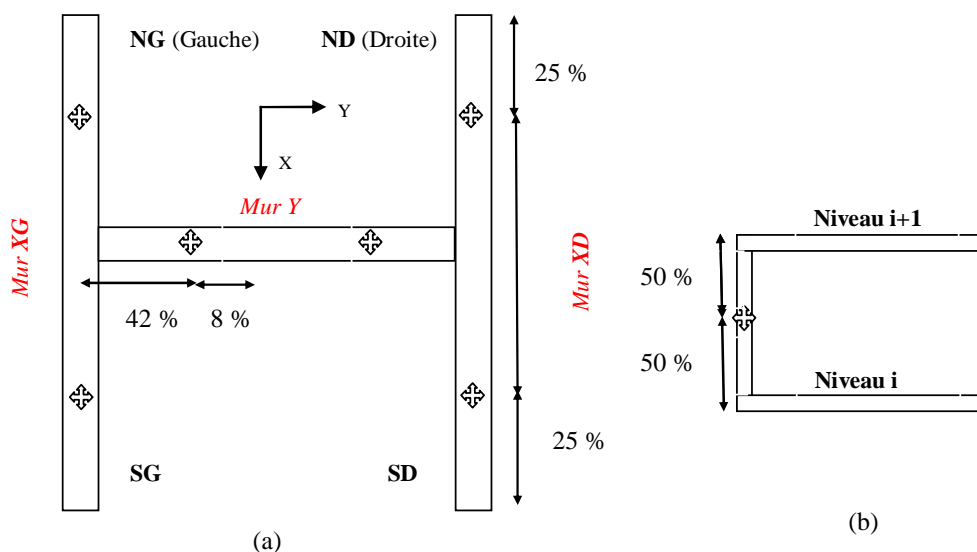


Figure 3.17 Maquette ECOLEADER : Positions intermédiaires \otimes pour le calcul des accélérations

Le principe de cette hypothèse est présenté et illustré en détail dans la partie ci-dessous (tableaux 3.7 et 3.8).

- Calcul des accélérations horizontales aux points intermédiaires - voir figure 3.17b

Exemple : Pour calculer l'accélération du point intermédiaire qui se trouve au milieu entre le niveau 6 et le niveau 5 nous avons $(AXG6+AXG5)*50\%$. La masse à ce point intermédiaire est égal à $(5.80-5.28)*50\%$ (tableau 3.1).

Niveau	Hauteur [m]	Accélération du mur XG	Masses du mur XG	Accélération du mur Y	Masses du mur Y
6	5.06	AXG6	2.64 / g	AY6	5.28 / g
	4.61	$(AXG6+AXG5)/2$	0.26 / g	$(AY6+AY5)/2$	0.52 / g
5	4.16	AXG5	2.64 / g	AY5	5.28 / g
	3.71	$(AXG5+AXG4)/2$	0.26 / g	$(AY5+AY4)/2$	0.52 / g
4	3.26	AXG4	2.64 / g	AY4	5.28 / g
	2.81	$(AXG4+AXG3)/2$	0.26 / g	$(AY4+AY3)/2$	0.52 / g
3	2.36	AXG3	2.64 / g	AY3	5.28 / g
	1.91	$(AXG3+AXG2)/2$	0.26 / g	$(AY3+AY2)/2$	0.52 / g
2	1.46	AXG2	2.64 / g	AY2	5.28 / g
	1.01	$(AXG2+AXG1)/2$	0.26 / g	$(AY2+AY1)/2$	0.52 / g
1	0.56	AXG1	0.24 / g	AY1	0.48 / g
	0.28	$(AXG1+AXG0)/2$	0.86 / g	$(AY1+AY0)/2$	1.72 / g

Tableau 3.7- Maquette ECOLEADER : Valeurs des accélérations et des masses (directions horizontales X et Y)

- Calcul des accélérations verticales aux points intermédiaires

Pour calculer l'accélération verticale du point intermédiaire qui se trouve au mur XG (coin NG - figure 3.17) nous avons $75\% AZGS6 + 25\% AZGN6$. La masse à ce point intermédiaire est égal à $(1.9061*50\%)$, tableau 3.1).

Niveau	Hauteur [m]	Accélération du mur XG	Masses du mur XG	Accélération du mur Y	Masses du mur Y
6	5.06	$0.75 AZGS6 + 0.25 AZGN6$	0.95304 / g	$0.08 (AZGS6 + AZGN6) + 0.42 (AZDS6 + AZDN6)$	0.73392 / g
	5.06	$0.25 AZGS6 + 0.75 AZGN6$	0.95304 / g	$0.42 (AZGS6 + AZGN6) + 0.08 (AZDS6 + AZDN6)$	0.73392 / g
	4.61	$0.375 AZGS6 + 0.125 AZGN6 + 0.375 AZGS5 + 0.125 AZGN5$	0.09386 / g	$0.04 (AZGS6 + AZGN6) + 0.21 (AZDS6 + AZDN6) + 0.04 (AZGS5 + AZGN5) + 0.21 (AZDS5 + AZDN5)$	0.07228 / g

	4.61	0.125 AZGS6 + 0.375 AZGN6 + 0.125 AZGS5 + 0.375 AZGN5	0.09386 / g	0.21 (AZGS6 + AZGN6) + 0.04 (AZDS6 + AZDN6) + 0.21 (AZGS5 + AZGN5) + 0.04 (AZDS5 + AZDN5)	0.07228 / g
5	4.16	0.75 AZGS5 + 0.25 AZGN5	0.95304 / g	0.08 (AZGS5 + AZGN5) + 0.42 (AZDS5 + AZDN5)	0.73392 / g
	4.16	0.25 AZGS5 + 0.75 AZGN5	0.95304 / g	0.42 (AZGS5 + AZGN5) + 0.08 (AZDS5 + AZDN5)	0.73392 / g
	3.71	0.375 AZGS5 + 0.125 AZGN5 + 0.375 AZGS4 + 0.125 AZGN4	0.09386 / g	0.04 (AZGS5 + AZGN5) + 0.21 (AZDS5 + AZDN5) + 0.04 (AZGS4 + AZGN4) + 0.21 (AZDS4 + AZDN4)	0.07228 / g
	3.71	0.125 AZGS5 + 0.375 AZGN5 + 0.125 AZGS4 + 0.375 AZGN4	0.09386 / g	0.21 (AZGS5 + AZGN5) + 0.04 (AZDS5 + AZDN5) + 0.21 (AZGS4 + AZGN4) + 0.04 (AZDS4 + AZDN4)	0.07228 / g
4	3.26	0.75 AZGS4 + 0.25 AZGN4	0.95304 / g	0.08 (AZGS4 + AZGN4) + 0.42 (AZDS4 + AZDN4)	0.73392 / g
	3.26	0.25 AZGS4 + 0.75 AZGN4	0.95304 / g	0.42 (AZGS4 + AZGN4) + 0.08 (AZDS4 + AZDN4)	0.73392 / g
	2.81	0.375 AZGS4 + 0.125 AZGN4 + 0.375 AZGS3 + 0.125 AZGN3	0.09386 / g	0.04 (AZGS4 + AZGN4) + 0.21 (AZDS4 + AZDN4) + 0.04 (AZGS3 + AZGN3) + 0.21 (AZDS3 + AZDN3)	0.07228 / g
	2.81	0.125 AZGS4 + 0.375 AZGN4 + 0.125 AZGS3 + 0.375 AZGN3	0.09386 / g	0.21 (AZGS4 + AZGN4) + 0.04 (AZDS4 + AZDN4) + 0.21 (AZGS3 + AZGN3) + 0.04 (AZDS3 + AZDN3)	0.07228 / g
3	2.36	0.75 AZGS6 + 0.25 AZGN3	0.95304 / g	0.08 (AZGS3 + AZGN3) + 0.42 (AZDS3 + AZDN3)	0.73392 / g
	2.36	0.25 AZGS3 + 0.75 AZGN3	0.95304 / g	0.42 (AZGS3 + AZGN3) + 0.08 (AZDS3 + AZDN3)	0.73392 / g
	1.91	0.375 AZGS3 + 0.125 AZGN3 + 0.375 AZGS2 + 0.125 AZGN2	0.09386 / g	0.04 (AZGS3 + AZGN3) + 0.21 (AZDS3 + AZDN3) + 0.04 (AZGS2 + AZGN2) + 0.21 (AZDS2 + AZDN2)	0.07228 / g
	1.91	0.125 AZGS3 + 0.375 AZGN3 + 0.125 AZGS2 + 0.375 AZGN2	0.09386 / g	0.21 (AZGS3 + AZGN3) + 0.04 (AZDS3 + AZDN3) + 0.21 (AZGS2 + AZGN2) + 0.04 (AZDS2 + AZDN2)	0.07228 / g
2	1.46	0.75 AZGS2 + 0.25 AZGN2	0.95304 / g	0.08 (AZGS2 + AZGN2) + 0.42 (AZDS2 + AZDN2)	0.73392 / g
	1.46	0.25 AZGS2 + 0.75 AZGN2	0.95304 / g	0.42 (AZGS2 + AZGN2) + 0.08 (AZDS2 + AZDN2)	0.73392 / g
	1.01	0.375 AZGS2 + 0.125 AZGN2 + 0.375 AZGS1 + 0.125 AZGN1	0.09386 / g	0.04 (AZGS2 + AZGN2) + 0.21 (AZDS2 + AZDN2) + 0.04 (AZGS1 + AZGN1) + 0.21 (AZDS1 + AZDN1)	0.07228 / g

	1.01	0.125 AZGS2 + 0.375 AZGN2 + 0.125 AZGS1 + 0.375 AZGN1	0.09386 / g	0.21 (AZGS2 + AZGN2) + 0.04 (AZDS2 + AZDN2) + 0.21 (AZGS1 + AZGN1) + 0.04 (AZDS1 + AZDN1)	0.07228 / g
1	0.56	0.75 AZGS1 + 0.25 AZGN1	0.08664 / g	0.08 (AZGS1 + AZGN1) + 0.42 (AZDS1 + AZDN1)	0.73392 / g
	0.56	0.25 AZGS1 + 0.75 AZGN1	0.08664 / g	0.42 (AZGS1 + AZGN1) + 0.08 (AZDS1 + AZDN1)	0.73392 / g
	0.28	0.375 AZGS1 + 0.125 AZGN1	0.31046 / g	0.04 (AZGS1 + AZGN1) + 0.21 (AZDS1 + AZDN1)	0.07228 / g
	0.28	0.125 AZGS1 + 0.375 AZGN1	0.31046 / g	0.21 (AZGS1 + AZGN1) + 0.04 (AZDS1 + AZDN1)	0.07228 / g

Tableau 3.8- Maquette ECOLEADER : Valeurs des accélérations et des masses (direction verticale Z)

Remarques : La même méthode est utilisée pour le calcul des accélérations du mur XD. Les paramètres en mur XG sont dénommés comme les paramètres en mur XD avec la lettre « G » à la place de « D »

- Calculs des sollicitations dues aux forces horizontales dans un mur

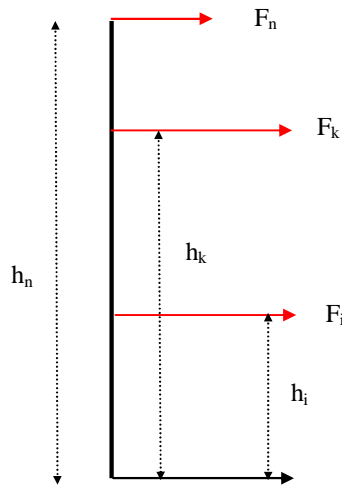


Figure 3.18- Sollicitation dues aux forces horizontales dans un mur

Les sollicitations horizontales sont calculées à partir des valeurs des accélérations mesurées comme suit :

$$F_i = (\text{masse niveau } i) \times (\text{accélération niveau } i)$$

- Effort tranchant au-dessus du niveau i :

$$V_i a = \sum F_k \quad (3.1) \text{ avec } k \text{ qui varie de } i+1 \text{ à } n$$

- Effort tranchant au-dessous du niveau i :

$$V_i b = V_i a + F_i \quad (3.2)$$

- Moment de flexion pour le mur Y :

$$M_i = - \sum F_k (h_k - h_i) \quad (3.3)$$

- Moment de flexion pour les murs X :

$$M_i = \sum F_k (h_k - h_i) \quad (3.4)$$

- Calculs des sollicitations dues aux forces verticales dans un mur

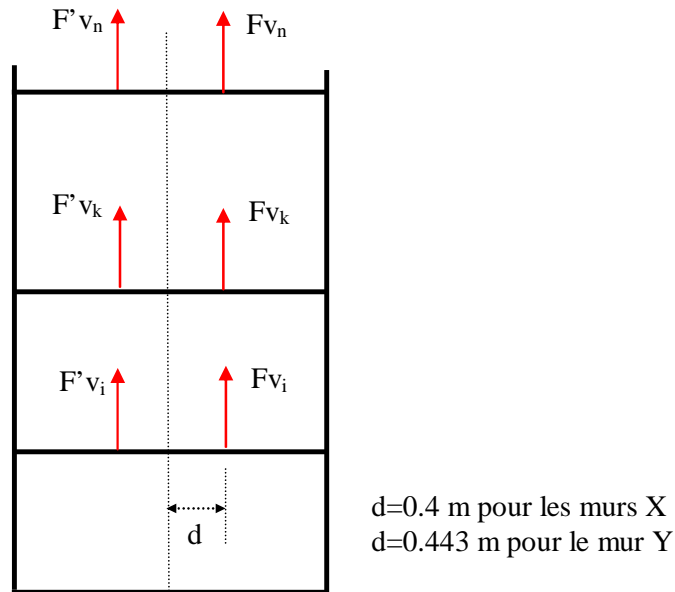


Figure 3.19- Sollicitation dues aux forces verticales dans un mur

Les sollicitations verticales sont également calculées à partir des valeurs des accélérations mesurées. Pour chaque mur, il y a 2 accéléromètres verticaux installés à la même hauteur. A partir de leur informations nous pouvons calculer les forces $F'v$ et Fv et ensuite les efforts normaux et les moments :

$$Fv_i = (\text{masse niveau } i) \times (\text{accélération niveau } i) \text{ avec } k \text{ qui varie de } i+1 \text{ à } n \quad (3.5)$$

- Effort normal dynamique au-dessus du niveau i :

$$Ndy a_i = \sum (Fv_k + F'v_k) \quad (3.6)$$

- Effort normal dynamique au-dessous du niveau i :

$$Ndy b_i = Ndy a_i + Fv_i + F'v_i \quad (3.7)$$

- Moment de flexion dynamique au-dessus du niveau i pour le mur Y :

$$Mdy a_i = \sum (Fv_k - F'v_k) d \quad (3.8)$$

- Moment de flexion dynamique au-dessous du niveau i pour le mur Y :

$$Mdyb_i = Mdya_i + \Sigma (Fv_i - F'v_i) d \quad (3.9)$$

- Moment de flexion dynamique au-dessus du niveau i pour les murs X :

$$Mdya_i = - \Sigma (Fv_k - F'v_k) d \quad (3.10)$$

- Moment de flexion dynamique au-dessous du niveau i pour les murs X :

$$Mdyb_i = Mdya_i - \Sigma (Fv_i - F'v_i) d \quad (3.11)$$

- Calculs des sollicitations globales (ces valeurs sont aussi reportées dans les tableaux 3.10-3.12)

- Effort normal dynamique global au-dessus du niveau i :

$$NDy_i = Ndy_a_i \text{ du mur } XG + Ndy_a_i \text{ du mur } XD + Ndy_a_i \text{ du mur } Y \quad (3.12)$$

- Moment de flexion dynamique global au-dessus du niveau i :

$$MYDy_i = Mdy_a_i \text{ du mur } XG + Mdy_a_i \text{ du mur } XD$$

$$MXDy_i = Mdy_a_i \text{ du mur } Y + 0.75 (Ndy_a_i \text{ du mur } XG - Ndy_a_i \text{ du mur } XD) \quad (3.13)$$

(0.75 est le bras de levier - la moitié de la longueur du mur Y)

- Moment de torsion au-dessus du niveau i :

$$MT_i = 0.75 (V_i a \text{ du mur } XG - V_i a \text{ du mur } XD) \quad (3.14)$$

- Effort tranchant global au-dessus du niveau i pour les murs X :

$$VX_i = V_i a \text{ du mur } XG + V_i a \text{ du mur } XD \quad (3.15)$$

- Moment de flexion au-dessus du niveau i pour les murs X dû aux forces horizontales :

$$MY_i = M_i \text{ du mur } XG + M_i \text{ du mur } XD \quad (3.16)$$

- Effort tranchant global au-dessus du niveau i pour le mur Y :

$$VY_i = V_i a \text{ du mur } Y \quad (3.17)$$

- Moment de flexion au-dessus du niveau i pour le mur Y dû aux forces horizontales :

$$MX_i = M_i \text{ du mur } Y \quad (3.18)$$

- Moment de flexion global au-dessus du niveau i pour le mur XG :

$$MYGT_i = M_i \text{ du mur } XG + Mdy_a_i \text{ du mur } XG \quad (3.19)$$

- Moment de flexion global au-dessus du niveau i pour le mur XD :

$$MYDT_i = M_i \text{ du mur } XD + Mdy_i \text{ du mur } XD \quad (3.20)$$

- Moment de flexion global au-dessus du niveau i pour des murs X :

$$MYT_i = MXGT_i + MXDT_i \quad (3.21)$$

- Effort normal :

$$NRVG_i = - (MY_i + MYDy_i) / 1.5$$

$$NRVD_i = (MY_i + MYDy_i) / 1.5 \quad (3.22)$$

Remarques :

- La trame des calculs effectués afin de remonter aux accélérations et aux forces a été implémentée dans un logiciel fourni par laboratoire LNEC. Ce logiciel nous donne en plus la possibilité d'effectuer des opérations simples de la théorie du traitement de signal (application des filtres, transformée de Fourier ...).

- Dans le logiciel fourni par le laboratoire LNEC, l'appellation MX correspond au moment autour de l'axe X, l'appellation MXG correspond au moment du mur XG (autour de l'axe Y).

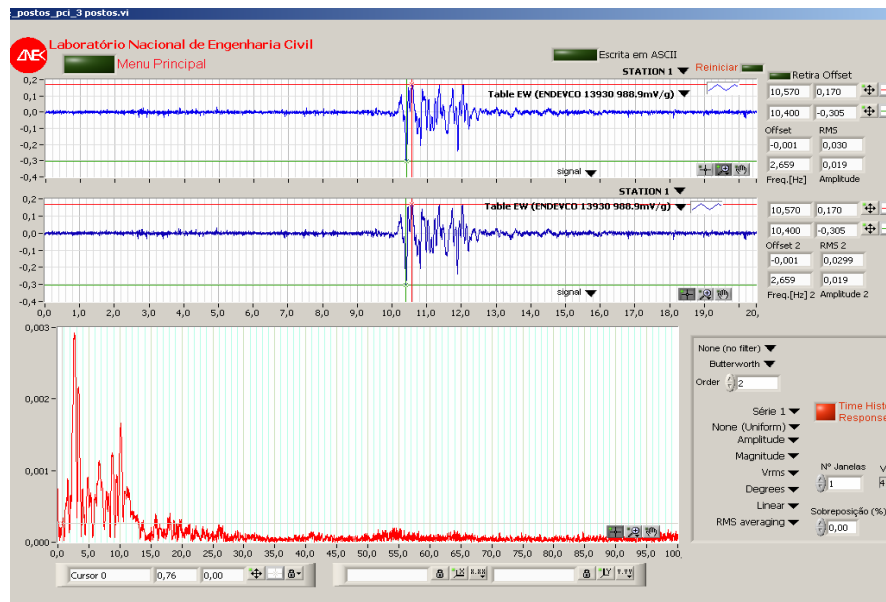


Figure 3.20- Exploitation des résultats avec le logiciel fourni par LNEC.

3.3 Présentation des résultats expérimentaux

3.3.1 Principaux résultats

Les essais ont eu lieu le 12 novembre 2004. Nous présentons dans cette partie quelques résultats globaux et les observations faites sur place après chaque essai (pour des informations plus détaillées le lecteur est invité à regarder l'annexe 2 du présent document).

3.3.1.1 Tableaux de résultats

Les valeurs maximales et minimales des principaux paramètres après chaque essai sont regroupées dans les tableaux suivants:

	T0	T1	T2	T3	T4	T5	T6
DRXG6 [mm]	5.92 -7.09	-	8.67 -5.82	16.8 -28.0	24.86 -39.2	35.3 -53.4	41.1 -58.6
DYR6 [mm]	-	1.91 -1.96	1.75 -1.43	12.2 -11.3	12.3 -15.5	13.0 -15.6	18.7 -19.8

Tableau 3.9- Maquette ECOLEADER : Déplacements relatifs - Valeurs maximales et minimales après chaque essai

DRXG6 et DYR6 sont les déplacements relatifs entre le niveau 6 et le niveau 1 dans le mur XG et le mur Y respectivement.

	T0	T1	T2	T3	T4	T5	T6
DAFXGA1 [kN]	3.35 -4.50	39.90 -3.39	-0.48 -4.70	26.81 -23.30	32.33 -29.16	27.01 -36.10	44.89 -54.16
DAFXDA1 [kN]	2.73 -4.51	5.84 -4.02	4.62 -4.97	29.75 -30.57	37.82 -39.11	35.60 -39.70	44.78 64.07
DAFYA1 [kN]	2.06 -2.92	1.81 -1.49	3.29 -3.39	19.17 -20.53	24.53 -21.08	19.02 -22.61	29.51 -40.49
NDYA1 [kN]	7.39 -10.05	6.53 -5.35	11.84 -12.20	68.97 -73.85	87.61 -75.82	68.43 -81.34	106.17 -145.66
NRVGA1 [kN]	23.89 -28.19	100.76 -99.46	81.13 -71.11	158.68 -167.03	146.46 -176.18	136.02 -155.00	146.92 -177.54
NRVDA1 [kN]	28.19 -23.89	99.46 -100.76	71.11 -81.13	167.03 -158.68	176.18 -146.46	155.00 -136.02	177.54 -146.92

Tableau 3.10- Maquette ECOLEADER : Effort normal - Valeurs maximales et minimales après chaque essai

DAFXGA1, DAFXDA1, DAFYA1 sont les efforts normaux dynamiques dans les 3 murs XG, XD et Y au dessus de plancher au niveau 1. Ils découlent des forces sismiques données par les produits des masses par les accélérations verticales (équation 3.6).

NDYA1 est l'effort normal dynamique global dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme de DAFXGA1, DAFXDA1, DAFYA1 - équation 3.12).

NRVGA1 et NRVDA1 sont les efforts normaux dans les murs G et D au dessus de plancher au niveau 1 (équation 3.22).

	T0	T1	T2	T3	T4	T5	T6
ISFXGA1 [kN]	50.17 -37.76	8.59 -7.93	58.03 -39.90	93.13 -91.37	82.54 -102.16	60.26 -88.85	110.96 -85.29
ISFXDA1 [kN]	47.81 -38.92	6.82 -9.06	54.65 -47.25	141.34 -216.40	117.26 -78.37	73.97 -86.69	86.91 -126.99
ISFYA1 [kN]	12.69 -12.40	47.53 -50.21	37.14 -44.28	91.02 -87.83	90.53 -86.17	83.13 -69.81	96.79 -67.19
VXA1 [kN]	97.85 -73.51	11.54 -12.77	92.97 -69.07	142.26 -251.80	118.37 -98.16	108.70 -131.25	147.93 -168.23
VYA1 [kN]	12.69 -12.40	47.53 -50.21	37.14 -44.28	91.02 -87.83	90.53 -86.17	83.13 -69.81	96.79 -67.19

Tableau 3.11- Maquette ECOLEADER : Effort tranchant - Valeurs maximales et minimales après chaque essai

ISFXGA1, ISFXDA1, ISFYA1 sont les efforts tranchants dans les 3 murs XG, XD et Y au dessus de plancher au niveau 1. Ils découlent des forces sismiques données par les produits des masses par les accélérations horizontales (équations 3.1 et 3.2).

VXA1 est l'effort tranchant global X dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme des efforts tranchants ISFXGA1, ISFXDA1- équation 3.15). VYA1 est l'effort tranchant global Y dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (équation 3.17).

	T0	T1	T2	T3	T4	T5	T6
IBMXGA1 [kN.m]	151.27 -104.64	23.77 -23.66	190.18 -123.98	299.30 -286.74	244.57 -366.85	191.94 -330.43	275.23 -299.38
IBMXDA1 [kN.m]	144.43 -111.85	19.62 -28.66	178.98 -142.96	346.63 -349.61	393.86 -215.62	233.13 -21.36	251.52 -265.43
IBMYA1 [kN.m]	40.61 -33.88	144.99 -148.43	104.59 -117.51	250.54 -229.50	246.87 -209.12	220.99 -189.68	261.04 -206.22
MXA1 [kN.m]	40.61 -33.88	144.99 -148.43	104.59 -117.51	250.54 -229.50	246.87 -209.12	220.99 -189.68	261.04 206.22
MYGTA1 [kN.m]	149.92 -103.53	23.65 -23.47	188.69 -123.12	295.47 -281.30	242.01 -359.70	187.56 -325.92	269.63 -294.65
MYDTA1 [kN.m]	143.07 -111.51	19.39 -28.25	177.16 -141.85	343.26 -344.05	388.53 -209.95	230.40 -236.69	250.29 -261.06
MYTA1 [kN.m]	292.09 -211.57	29.00 -40.30	293.82 -233.14	413.55 -483.35	334.80 -288.79	325.89 -314.55	335.96 343.03
MYDYA1 [kN.m]	3.87 -2.92	0.72 -0.75	4.16 -3.19	8.57 -7.78	9.85 -9.42	8.97 -9.08	12.37 -14.45

MXDYA1 [kN.m]	3.71 -3.30	6.99 -5.85	7.06 -5.07	19.38 -19.51	38.36 -23.00	29.88 -24.90	32.48 -32.29
MYA1 [kN.m]	292.09 -231.76	29.32 -40.89	295.87 -235.86	415.96 -491.40	336.82 -292.60	329.93 -317.37	334.21 -348.53
DBMXGA1 [kN.m]	1.82 -1.72	0.44 -0.41	1.79 -1.75	5.86 -5.74	7.57 -5.93	6.36 -6.04	7.61 -9.26
DBMXDA1 [kN.m]	2.08 -1.46	0.50 -0.45	2.67 -2.22	7.68 -7.22	6.94 -7.28	6.11 -7.10	6.87 -13.42
DBMYA1 [kN.m]	0.50 -0.44	0.94 -0.78	0.94 -0.68	2.60 -2.61	5.14 -3.08	4.00 -3.33	4.35 -4.32
MTA1 [kN.m]	13.49 -12.17	4.76 -4.42	30.19 -24.18	135.75 -164.35	90.49 -97.48	77.31 -73.49	67.86 -74.70

Tableau 3.12- Maquette ECOLEADER : Moments de flexion et de torsion - Valeurs maximales et minimales après chaque essai

IBMXGA1, IBMXDA1 sont les moments de flexion dans les 2 murs XG, XD au dessus de plancher au niveau 1 (équation 3.4).

IBMYA1 sont les moments de flexion dans le mur Y au dessus de plancher au niveau 1 (équation 3.3).

MYA1 est le moment de flexion Y dû aux forces horizontales dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme de IBMXGA1, IBMXDA1 - équation 3.16).

MXA1 est le moment de flexion dans le mur Y dû aux forces horizontales dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (IBMYA1, équation 3.3).

DBMXGA1, DBMXDA1, DBMYA1 sont les moments de flexion dynamiques dans les 3 murs XG, XD et Y au dessus de plancher au niveau 1 (équation 3.13).

MYDYA1 est le moment de flexion dynamique Y dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme de DBMXGA1, DBMXDA1).

MXDYA1 est le moment de flexion dynamique X dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme de DBMYA1 et des moments provoqués par les efforts normaux DAFXGA1 et DAFXDA1).

MYGTA1 et MYDTA1 sont les moments globaux de flexion Y, dans les murs XG et XD au dessus de plancher au niveau 1 (équations 3.19 et 3.20).

MYTA1 est le moment global de flexion dans les murs XG et XD au dessus de plancher au niveau 1 (la somme des moments MYGTA1 et MYDTA1 - équation 3.21).

MTA1 est le moment de torsion dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme de moment de l'axe vertical provoqué par les efforts tranchants ISFXGA1, ISFXDA1- voir équation 3.14).

3.3.1.2 Test T0 (0.3g selon X)

Des fines fissures sont apparues aux deux extrémités des murs XG et XD et se sont propagées dans la longrine (figure 3.21). Le déplacement relatif en tête selon X a été environ 7mm.

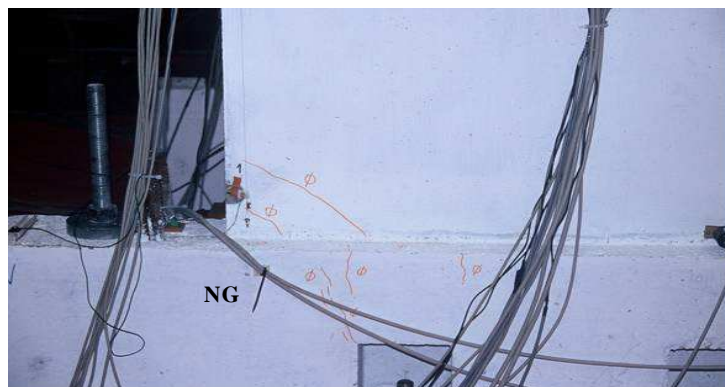


Figure 3.21- Maquette ECOLEADER : Mur XG après le test T0

3.3.1.3 Test T1 (0.14g selon Y)



Figure 3.22- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T1

De nouvelles fissures sont apparues dans la longrine. Il n'y a pas eu de nouvelles fissures visibles dans les murs en X (figure 3.22). Le déplacement relatif en tête selon Y a été environ 2mm.

3.3.1.4 Test T2 (0.24g selon X et 0.15g selon Y)

Des fines fissures sont apparues dans le mur Y. Apparition de nouvelles fissures à 45° dans les murs XG et XD (figure 3.23). Le déplacement relatif en tête suivant X a été de 9mm et de 1.5mm selon Y.

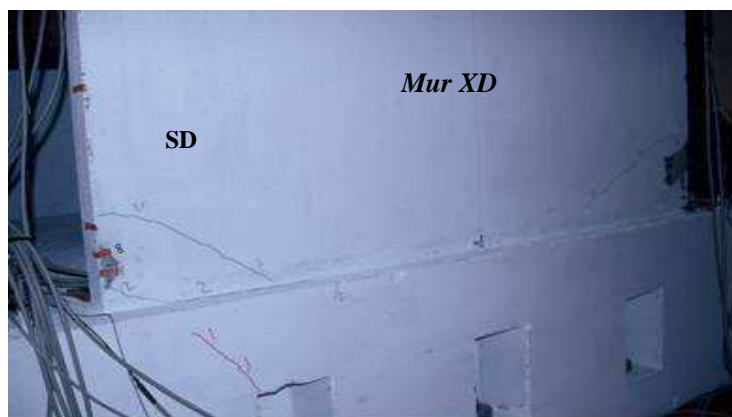


Figure 3.23- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T2

3.3.1.5 Test T3 (0.45g selon X et 0.27g selon Y)

Des fissures horizontales sont ouvertes au pied des murs XG et XD et de nouvelles fissures sont apparues dans le mur Y (figure 3.24). Des aciers sont flambés aux extrémités des murs XG et XD mais ils n'ont pas rompu sauf un à l'extrémité NG (figure 3.25). Le béton s'est éclaté aux quatre coins des murs XD et XG (figures 3.25 et 3.26).



Figure 3.24- Maquette ECOLEADER : Mur Y après le test T3.

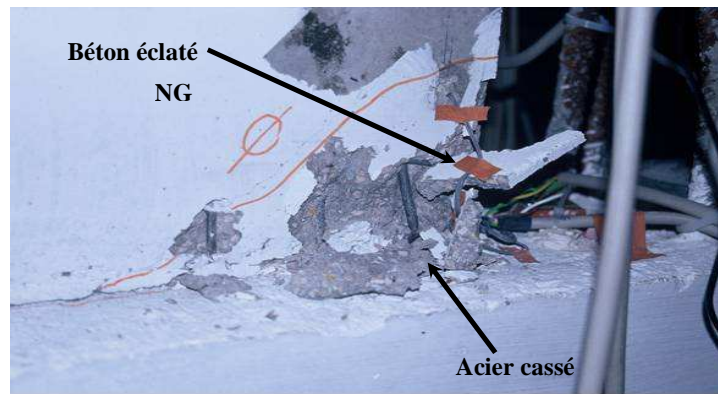


Figure 3.25- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T3.



Figure 3.26- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T3.

3.3.1.6 Test T4 (0.55g selon X et 0.3g selon Y)

Une fissure verticale s'est produite à 14 cm du bord de mur XD (extrémité SD). Les fissures à 45° sont devenues plus extensives. Les aciers flambés lors du précédent test ont continué à résister. La valeur maximale du déplacement relatif en tête selon X est presque 4 cm et 1.5 cm selon Y.

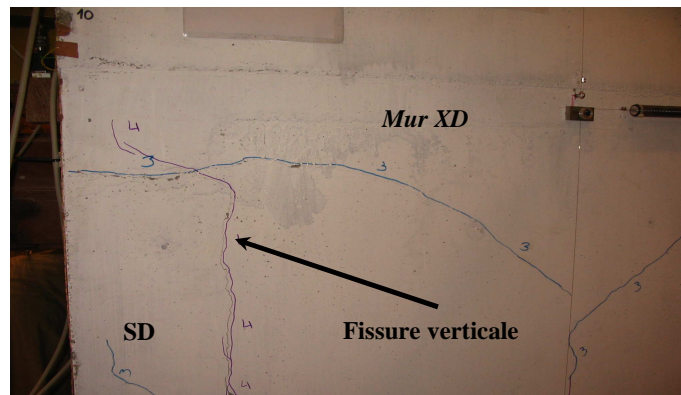


Figure 3.27- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T4

3.3.1.7 Test T5 (0.74g selon X et 0.36g selon Y)

Les extrémités ND et SG ont continué à éclater probablement sous l'effet de rupture d'adhérence en compression. Les aciers ont continué à résister. Le déplacement relatif en tête selon X est de 5 cm et de 1.6 cm selon Y. La maquette s'est tournée par rapport à la longrine suivant le plan ci- dessous :

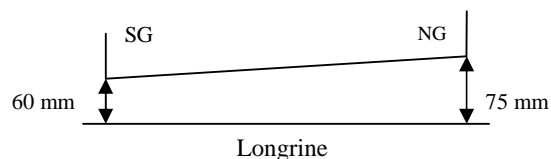


Figure 3.28- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T5.



Figure 3.29- Maquette ECOLEADER : Mur Y après le test T5.

3.3.1.8 Test T6 (0.85g selon X et 0.5g selon Y)

De nouvelles fissures sont créées dans les murs, plusieurs aciers ont rompus aux extrémités NG et ND des murs XG et XD. Les aciers au côté SG ne sont pas cassés. La maquette a continué à tourner selon le schéma ci joint.

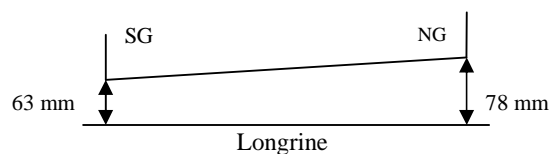


Figure 3.30- Maquette ECOLEADER : Mur XG après le test T6.

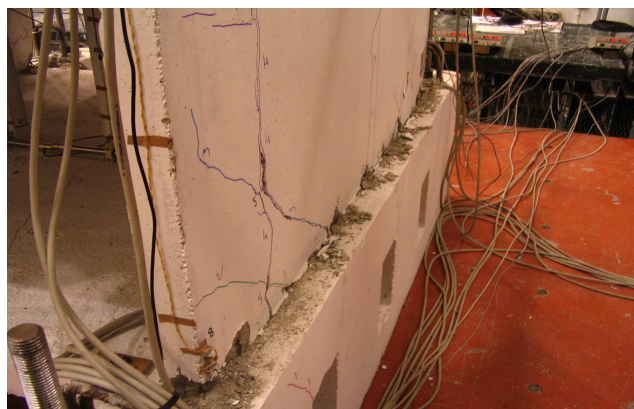


Figure 3.31- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T6.

3.3.2 Commentaires sur les résultats expérimentaux

3.3.2.1 Comparaison entre les essais et le dimensionnement

Le dimensionnement de la maquette a conduit à un niveau d'agression ultime égal à $S_x=0.5g$ et $S_y=0.25g$ (§ 3.1.2) ce qui est en accord avec le comportement expérimental de la maquette (une première rupture des aciers à la base du mur X s'est produite pendant le niveau T3

$S_x=0.45g$ et $S_y=0.27g$). Néanmoins, la raison de cette première rupture est le flambement. Ce mode de ruine n'est pas prévu par le dimensionnement. La maquette a ensuite continué à résister même pour des niveaux de chargement bien supérieurs (T6, $S_x=0.85g$ et $S_y=0.5g$).

3.3.2.2 Allure de la déformée

La déformée de la maquette à différents instants pendant le test T3 est présentée à la figure 3.32. Nous constatons un fonctionnement multi - étage de la maquette ce qui est conforme au dimensionnement. Par contre, nous constatons un fonctionnement de comportement de console rigide oscillant sur sa base pour le test T6 (figure 3.33). Il y a eu donc une modification de comportement de la maquette qui s'explique par la plastification et la rupture des aciers à la base de la maquette. La maquette mal solidarisée avec les fondations oscille sur ses bases ; les sections des murs aux niveaux supérieurs ne peuvent plus atteindre leur niveau ultime et ont un comportement presque élastique.

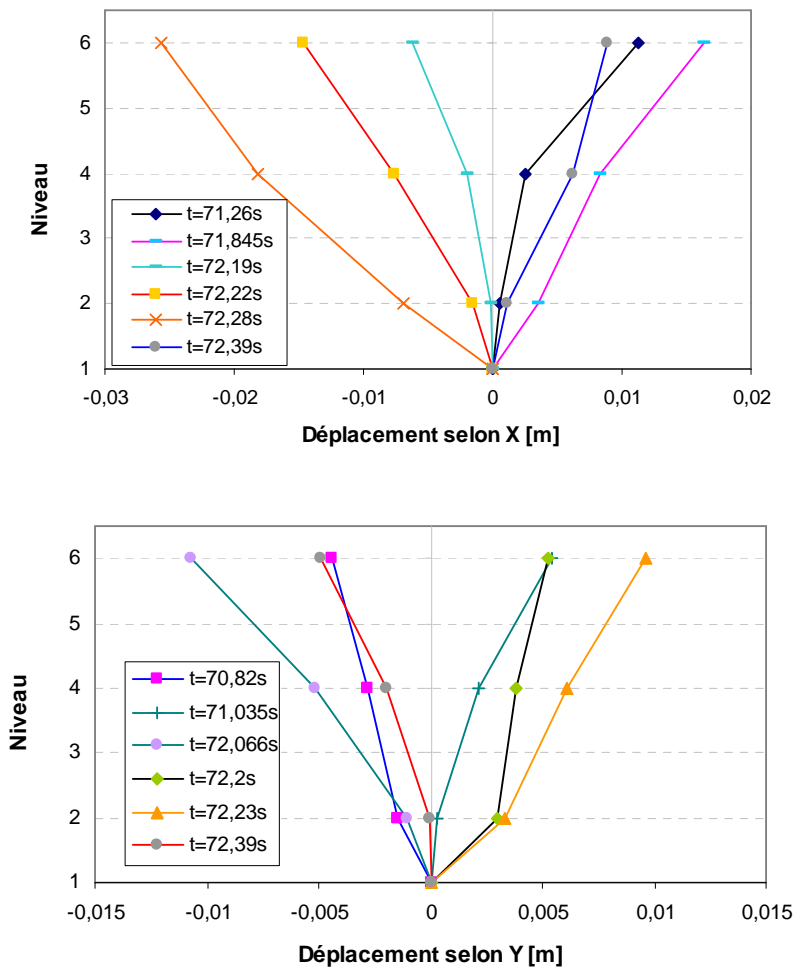


Figure 3.32- Maquette ECOLEADER : Déformées à différents instants pendant le test T3

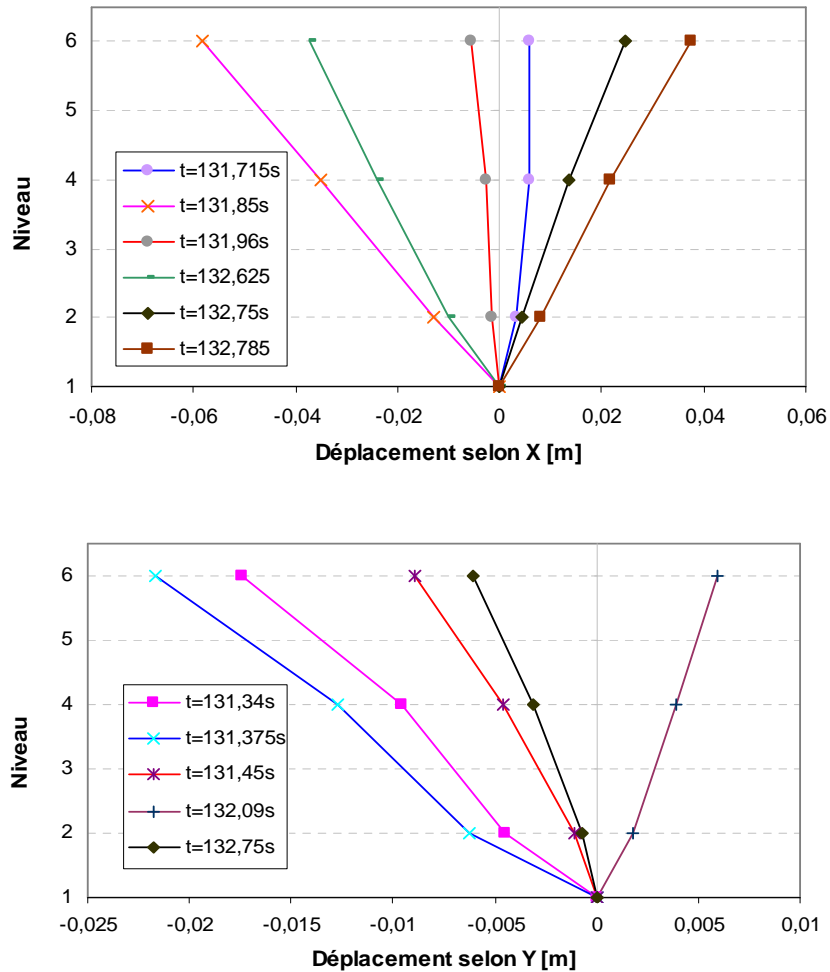


Figure 3.33- Maquette ECOLEADER : Déformées à différents instants pendant le test T6

Remarque : Les déplacements horizontaux expérimentaux des niveaux 3 et 5 ne sont pas disponibles.

3.3.2.3 Influence de l'effort normal dynamique

La figure 3.34 montre l'évolution de l'effort normal dynamique global au dessus de plancher au niveau 1 en fonction de temps durant le test T6. La valeur maximale en traction est 106 kN et celle en compression 146 kN. La variation est donc égale à environ 50% de l'effort normal gravitaire ($29.0 \times 9.81 = 284.5$ kN, §3.1.3).

La figure 3.35 montre l'introduction de l'effort normal dynamique, le moment de flexion du mur XG et son déplacement relatif en tête selon X. Elle montre l'interaction entre l'effort normal dynamique et le moment de flexion : Quand le déplacement et le moment sont égaux à

zéro, les fissures du béton se referment et des variations importantes de l'effort normal font leur apparition. Cet effet est aussi retrouvé dans les murs XD et Y.

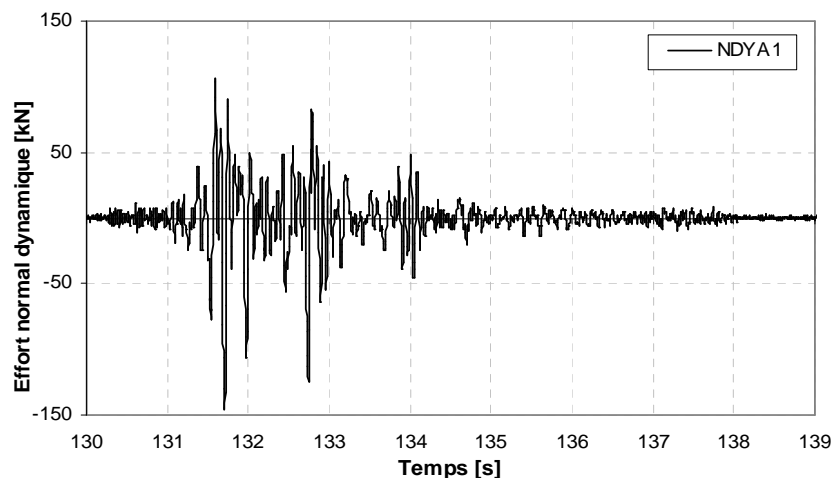


Figure 3.34- Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus de plancher au niveau 1 pendant le test T6

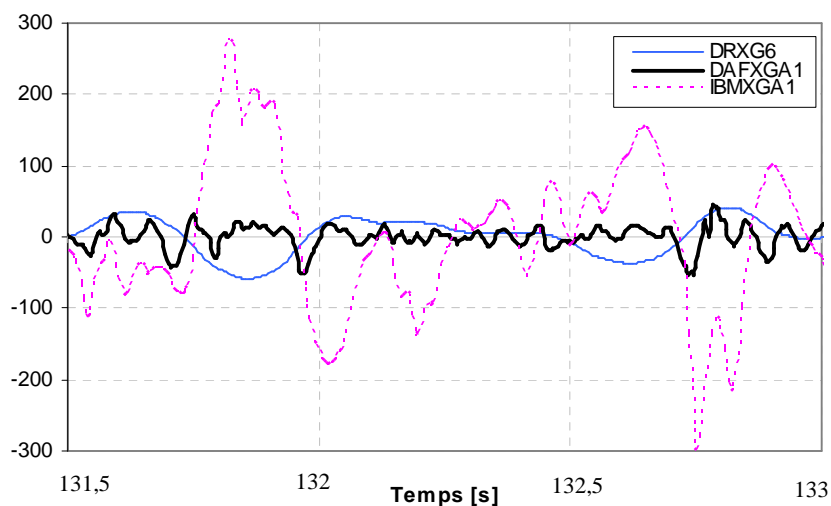


Figure 3.35 - Maquette ECOLEADER : Evolution de l'effort normal dynamique au dessus du niveau 1 (DAFXGA1) en kN, du moment de flexion au dessus de plancher au niveau 1 (IBMXGA1) en kN.m et du déplacement relatif au niveau 6 (DRXG6) en mm dans le mur XG pendant le test T6

3.3.2.4 Effet du séisme en Y sur les deux murs en X

Le comportement des deux murs selon X diffère à partir de test T3. Ceci est dû à l'introduction d'un signal selon Y. Les figures suivantes (3.36 et 3.37) montrent ces

différences sur l'évolution de l'effort tranchant et du moment de flexion à la base de chaque mur au dessus du niveau 1.

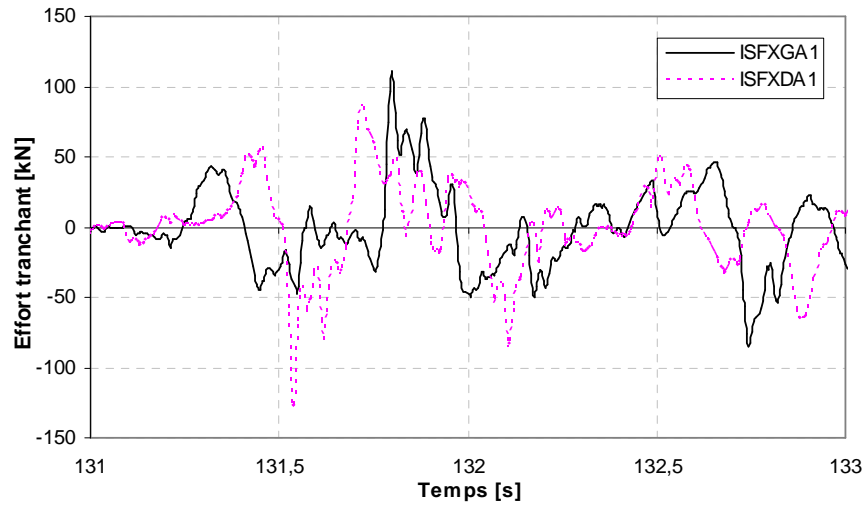


Figure 3.36- Maquette ECOLEADER : Evolution de l'effort tranchant selon X au dessus du niveau 1 pour les murs XG (ISFXGA1) et XD (ISFXDA1) pendant le test T6

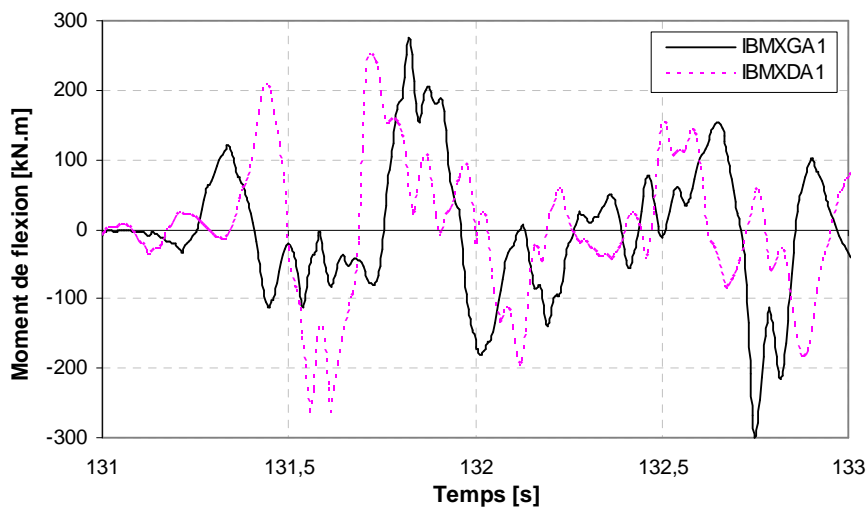


Figure 3.37- Maquette ECOLEADER : Evolution du moment de flexion autour Y au dessus du niveau 1 pour les murs XG (ISFXGA1) et XD (ISFXDA1) pendant le test T6

3.4 Conclusions

Le programme ECOLEADER concerne des essais de murs faiblement armés testés sur la table sismique du LNEC. Il s'agit d'une étude du comportement de deux maquettes à murs banchés porteurs et à coffrage identique comportant un mur à file d'ouvertures. La méthode de dimensionnement de la maquette française, les caractéristiques de la structure, les

propriétés des matériaux ainsi que la méthode d'exploitation des résultats ont été détaillées. Nous avons également présenté les résultats globaux et les observations faites sur place après chaque essai.

L'essai a permis de confirmer la bonne aptitude de la méthode de dimensionnement des règles PS92 pour un bâtiment à murs porteurs faiblement armé. La structure a pu supporter des chargements bien supérieurs au niveau de dimensionnement et sa ruine s'est produite à cause de l'ouverture d'une grande fissure à sa base de l'écrasement du béton dû à la compression et de la rupture des armatures dans ce même endroit. Les murs X ont été bien plus endommagés que le mur Y. L'essai a aussi mis en évidence l'influence de la variation de l'effort normal dynamique sur le moment de flexion et le déplacement. La rupture d'une armature à la base de la maquette à cause de flambement au niveau T3 (niveau de dimensionnement) est un comportement local qui n'avait pas été prévu à ce niveau de séisme. Un défaut de ferrailage transversal et/ou d'enrobage pourrait en être la cause

L'étude du comportement de cette structure sera complétée par un travail de simulation numérique que nous abordons dans le chapitre suivant.

Chapitre 4: Modélisation numérique de la maquette ECOLEADER. Calculs pré et post essais

4.1 Introduction

Dans le but de valider la stratégie de modélisation proposée aux chapitres 1 et 2, ce chapitre présente la simulation des essais du programme ECOLEADER. Plus spécifiquement, il est composé de deux parties distinctes comportant les calculs pré - essai et les calculs post - essai.

4.2 Calculs pré - essais

Plusieurs calculs pré - essais ont été réalisés afin de vérifier le dimensionnement et le comportement de la maquette et de choisir les niveaux de sollicitation à appliquer à la structure [Ile et al. 2005], [Nguyen et al. 2005a]. Dans la suite de cette partie nous présentons les résultats des calculs statiques et dynamiques en considérant la maquette seule (sans prendre en compte l'influence de la table sismique).

4.2.1 Discrétisation de structure

La discrétisation spatiale est faite avec le code Aster en utilisant des éléments de type poutre multifibre de cinématique Euler – Bernoulli (nous négligeons les déformations dues au cisaillement étant donné que la structure est élancée, [Ghavamian et al. 2002], chapitre 2). La maquette est considérée comme un portique multi - étage dont les poutres horizontales (section en T) représentent les planchers et les poutres verticales (également en T) les murs. Au total il y a 80 éléments poutres avec 2 points de Gauss par élément et 36 fibres dans chaque section (figure 4.1). Un plus grand nombre d'éléments est utilisé pour la discrétisation de la base de la maquette.

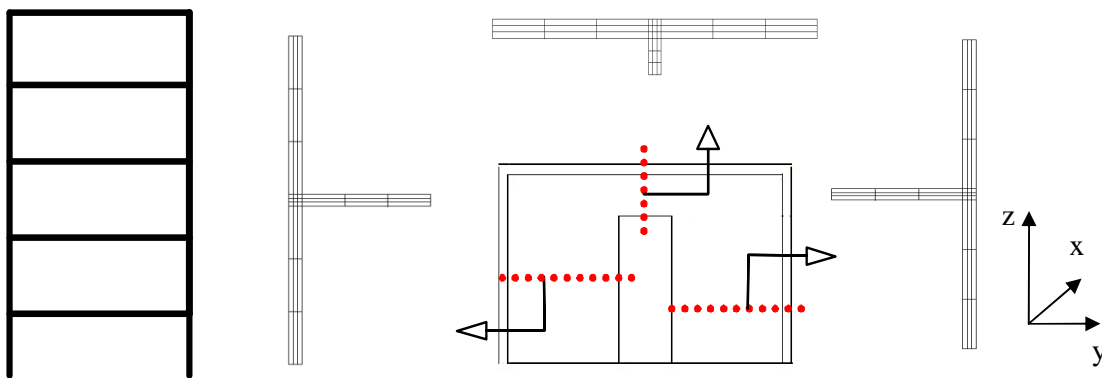


Figure 4.1- Maquette ECOLEADER : Discrétisation avec des poutres multifibres (calculs pré - essais)

4.2.2 Caractéristiques des matériaux

Le modèle utilisé pour le béton est celui développé par La Borderie [La Borderie 1991] présenté en détail dans le chapitre 1. Il est adapté à la description du comportement généré par la création de micro fissures (diminution de la raideur) et du fonctionnement lié à leur re-fermeture au cours des cycles. Les propriétés du béton utilisé pour les calculs ainsi que les paramètres du modèle sont regroupés dans le tableau 4.1.

Module de Young	25000 MPa
Coefficient de Poisson	0.2
Résistance en compression	41.7 MPa
Résistance en traction	3.6 MPa
Y01 (seuil d'endommagement en traction)	$4 \cdot 10^{-4}$ MPa
Y02 (seuil d'endommagement en compression)	$5.3 \cdot 10^{-2}$ MPa
A1 (paramètre d'endommagement en traction)	0.003 MPa^{-1}
A2 (paramètre d'endommagement en compression)	6 MPa^{-1}
B1 (paramètre pour la traction)	1.4
B2 (paramètre pour la compression)	2.4
BETA1 (activation de la déformation permanente en traction)	1 MPa
BETA2 (activation de la déformation permanente en compression)	-40 MPa
SIGF (contrainte de refermeture des fissures)	3.5 MPa

Tableau 4.1- Maquette ECOLEADER : Propriétés du béton utilisé pour la simulation (calculs pré - essais)

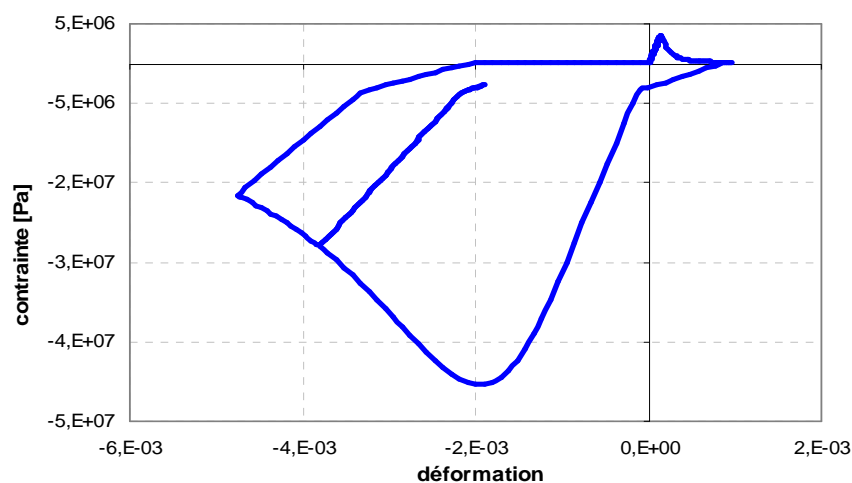


Figure 4.2- Maquette ECOLEADER : Réponse uniaxiale du modèle utilisé pour le béton (calcul pré - essais)

Les armatures sont représentées par un modèle élasto - plastique avec écrouissage cinématique linéaire (calculs statiques) ou par le modèle Pinto - Menegotto (calculs dynamiques). Les propriétés des aciers utilisés sont :

- Module de Young : 197000 MPa
- Limite d'élasticité : 660 MPa
- Pente d'écrouissage : 30000 MPa

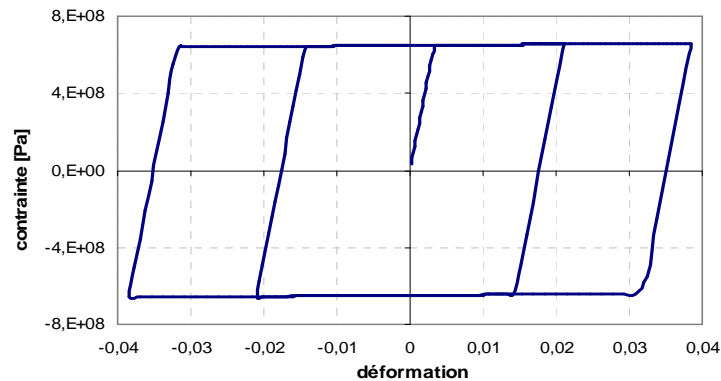


Figure 4.3- Maquette ECOLEADER : Réponse cyclique du modèle utilisé pour l'acier pour les calculs statiques (calculs pré - essais)

4.2.3 Calculs statiques (poussée progressive, push-over)

Les calculs statiques concernent le comportement de la structure sous chargement horizontal croissant. Ils nécessitent le choix d'une répartition de l'effort sur la hauteur de la structure. Trois répartitions ont été choisies :

- ❖ Chargement appliqué en tête de la structure (S1).
- ❖ Chargement appliqué en 2/3 de la hauteur de structure (S2).
- ❖ Chargement distribué tout au long de la hauteur de la structure selon les règles PS92 - avec un multiplicateur $h^{3/2}$ (S3).

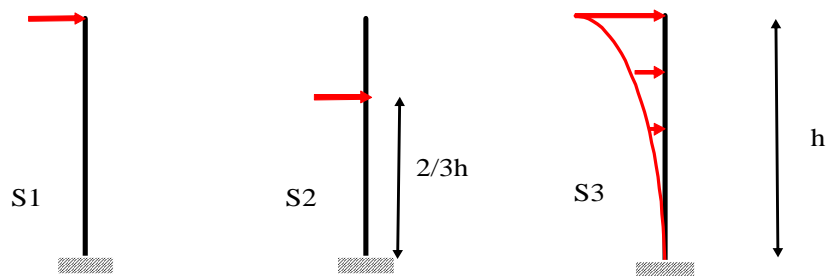


Figure 4.4 - Maquette ECOLEADER : Analyse statique (push-over). Différents types de chargement (calculs pré - essais)

Nous présentons à la figure 4.5 et cela pour les trois répartitions l'évolution de moment de flexion à la base d'un des deux murs en X avec le déplacement en tête. Les résultats sont similaires ayant la même valeur maximale égale à 170000 N.m. Cette valeur est proche à la valeur de dimensionnement qui a été prise égale à 150000 N.m (§3.1.2).

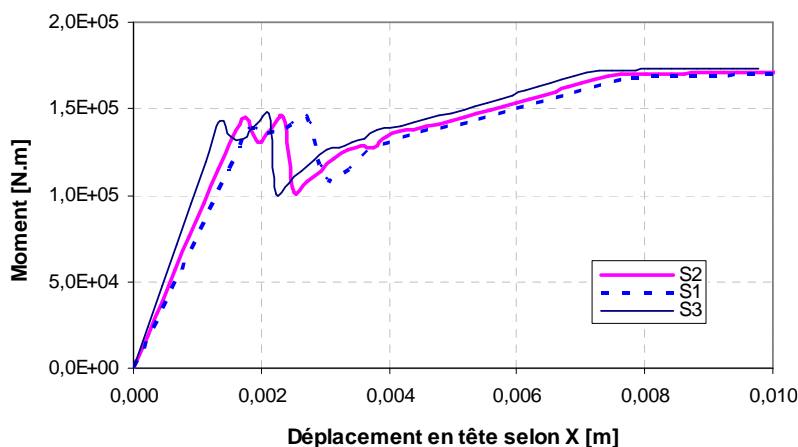


Figure 4.5 - Maquette ECOLEADER : Analyse statique (push-over). Courbe moment à la base d'un mur selon X - déplacement en tête (calculs pré - essais)

Les résultats des trois répartitions étant similaires, nous présentons dans la suite les calculs correspondants seulement à la répartition S1. Les déformations des matériaux le long de la hauteur de la structure à la fin du chargement sont présentées à la figure 4.6 (niveau de déplacement horizontal imposé 0.01m). La déformation dans les armatures atteint la déformation ultime égale à 1% [BAEL 91 1992]. Les déformations de compression dans le béton sont aussi importantes (déformation ultime 0.35%) [BAEL 91 1992]. La section critique se situe entre la base de la structure et le niveau 1.

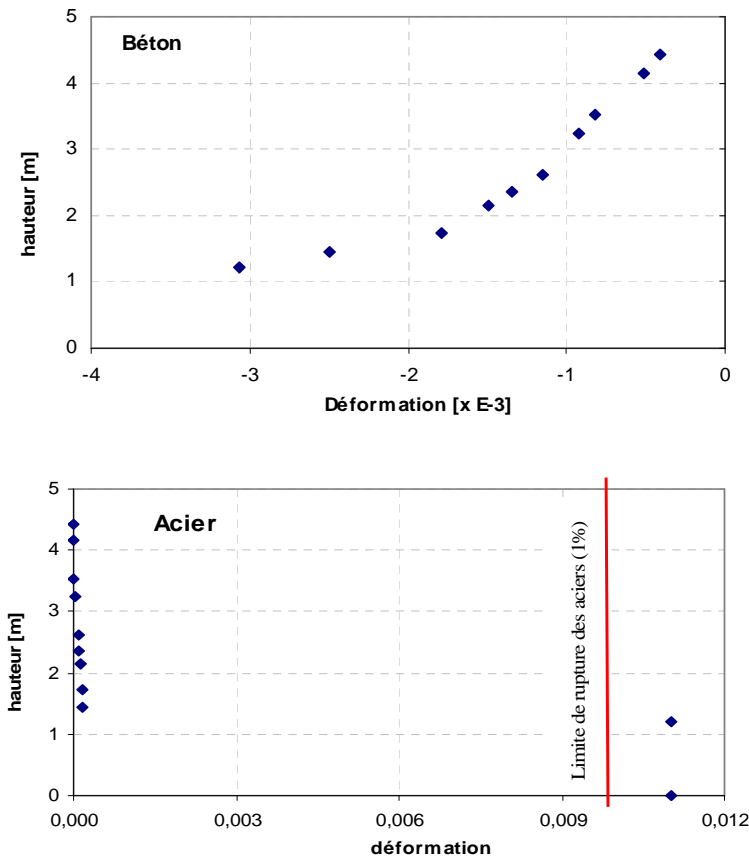


Figure 4.6 - Maquette ECOLEADER : Analyse statique (push-over). Déformations le long de la hauteur dans l'acier et le béton pour un déplacement en tête de 0.01m (calculs pré - essais)

L'évolution des déformations du béton et des armatures dans la section critique en fonction du déplacement en tête est représentée à la figure 4.7. Pour un déplacement en tête de 1cm la limite de rupture des armatures est atteinte (ligne horizontale).

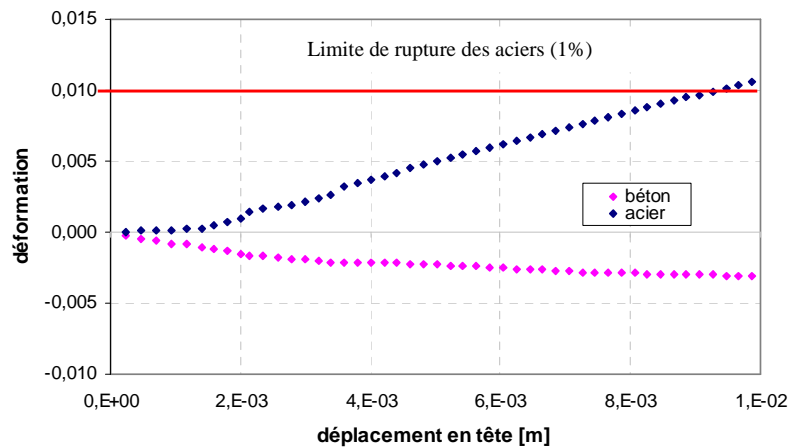


Figure 4.7 - Maquette ECOLEADER : Analyse statique (push-over). Evolution des déformations dans la section critique (calculs pré - essais)

4.2.4 Analyse modale

Une analyse modale est ensuite effectuée afin d'accéder aux modes propres de la structure. Dans cette analyse, la maquette est supposée encadrée à la base et l'influence de la table sismique n'est pas prise en compte. La présence des masses additionnelles sur les planchers est considérée en leur conférant une densité plus importante.

Les valeurs et l'allure des principaux modes propres de la maquette sont présentées au tableau 4.2. Les deux premiers modes sont des modes de flexion selon X (rotation autour de l'axe Y) et selon Y (rotation autour de l'axe X). Le troisième mode est un mode de torsion (rotation autour de l'axe Z). La comparaison de ces résultats avec les résultats prévisionnels d'un calcul 3D présenté par l'INSA de Lyon [Ile et al. 2005] nous a convaincu de la bonne performance de l'approche simplifiée surtout pour les deux premiers modes.

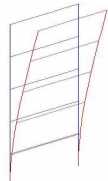
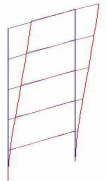
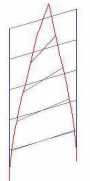
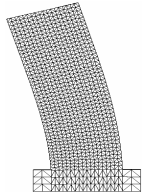
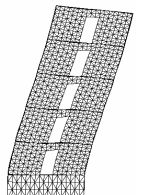
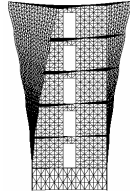
	Mode 1 (flexion X, rotation autour de l'axe Y)	Mode 2 (flexion Y, rotation autour de l'axe X)	Torsion (rotation autour de l'axe Z)
Modèle simplifié	 $f_1 = 9.13 \text{ Hz}$	 $f_2 = 10.04 \text{ Hz}$	 $f_3 = 14.8 \text{ Hz}$
Modèle 3D (INSA de Lyon)	 $f_1 = 8.5 \text{ Hz}$	 $f_2 = 9.13 \text{ Hz}$	 $f_3 = 11.0 \text{ Hz}$

Tableau 4.2 - Maquette ECOLEADER : Fréquences propres (la table sismique n'est pas prise en compte, calculs pré - essais)

4.2.5 Calculs dynamiques

Une série d'accélérogrammes de type proche (signal Tolmezzo) est appliquée à la maquette suivant la direction X. Les niveaux sont successivement 0.2g, 0.4g et 0.5g. Un amortissement Rayleigh de 2% a été choisi pour deux premiers modes. S'agissant de calculs pré - essais, nous nous sommes placés dans la situation en correspondance avec celle considéré pour la conception de la maquette : encastrement de celle-ci à la base. La souplesse de la table

agissant dans cet essai de manière favorable, les résultats obtenus ici doivent être considérés conservatifs.

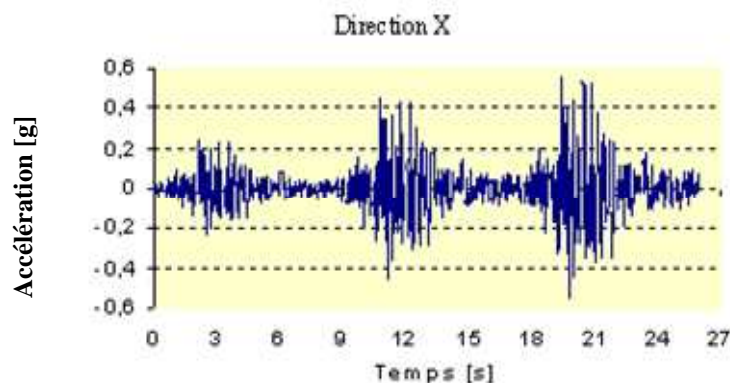


Figure 4.8 - Maquette ECOLEADER : Analyse dynamique - Séquence de chargement (calculs pré - essais)

Le tableau 4.3 regroupe les valeurs maximales des variables globales et ceci pour chaque niveau de sollicitation. Les calculs tiennent compte de l'enchaînement des séismes appliqués. Nous remarquons une variation de l'effort normal dynamique, phénomène mis aussi en évidence pendant des essais similaires effectués en France (CEA Saclay, programme CAMUS [Coin 2000], [CAFEEL-ECOEST/ICONS 2001], [Mazars et al. 2002a], [Kotronis et al. 2005c]).

	Déplacement en tête [m]	Moment à la base [N.m]	Effort tranchant [N]	Effort normal [N]
0,2g	-1,01E-3	-1,17.E+5	-3,65.E+4	1,93.E+5
	1,25.E-3	9,04.E+4	2,51.E+4	8,9.E+4
0,4g	-1,68.E-3	-2,13.E+5	-7,32.E+4	2,58.E+5
	3,03.E-3	1,71.E+5	5,40.E+4	3,2.E+4
0,5g	-4,8.E-3	-2,31.E+5	-8,83.E+5	2,83.E+5
	7,17.E-3	1,76.E+5	8,0.E+4	1,1.E+4

Tableau 4.3 : Maquette ECOLEADER : Analyse dynamique - Valeurs maximales des variables globales (calculs pré - essais)

Pendant le dernier niveau (0,5g) la structure subit un déplacement maximal en tête de 7,17mm et les aciers atteignent leur limite de rupture à la base de la structure (figure 4.9). Ces résultats confirment aussi le dimensionnement de la maquette qui a été effectué en considérant un séisme de dimensionnement de 0.5g.

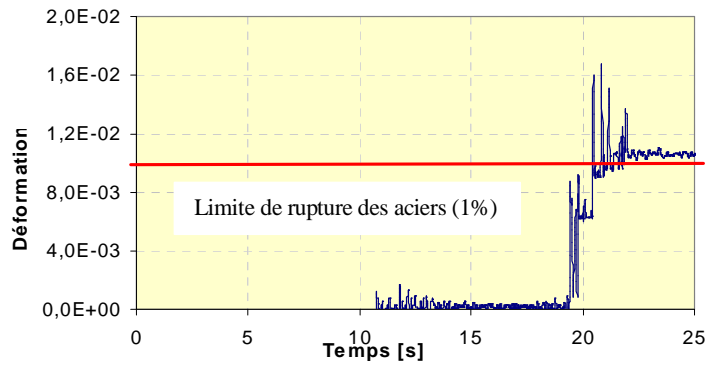


Figure 4.9 : Maquette ECOLEADER : Calculs dynamiques - Evolution des déformations à la base de la structure (calculs pré - essais)

La carte de l'endommagement dû à la traction à la fin de chargement est présentée à la figure 4.10. L'indicateur d'endommagement D_I (§1.2.1.2) varie entre 0 (vierge) et 1 (rupture). En filtrant ces valeurs, nous pouvons visualiser des fissures de taille importante et ainsi pouvoir les distinguer des micro - fissures. Les dommages sont concentrés à la base de la structure, le mur Y est nettement moins endommagé que le mur X.

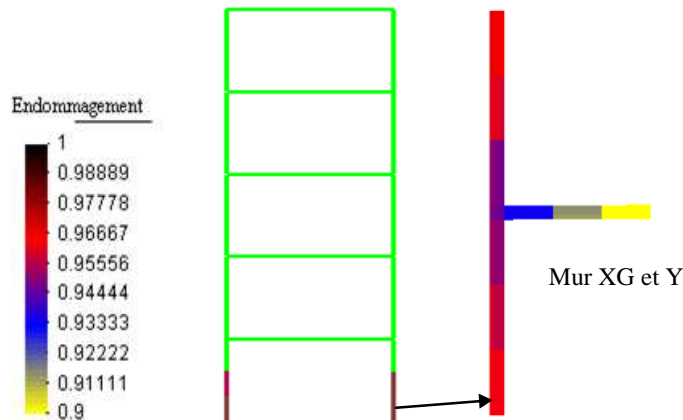


Figure 4.10- Maquette ECOLEADER : Calculs dynamiques - Distribution de l'endommagement dû à la traction à la fin des calculs (calculs pré - essais)

Ces premiers résultats donnent des estimations concernant la section critique et le niveau maxi du séisme à appliquer à la structure lors des essais sur table sismique. Les résultats expérimentaux vont ensuite permettre de calibrer et d'améliorer le modèle numérique.

4.3 Calculs post - essais

4.3.1 Calibrage des fréquences propres

Comme indiqué l'analyse modale pré - essai présentée en §4.2 la maquette a été supposée encastree à la base et l'influence de la table sismique n'a pas été prise en compte.

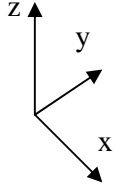
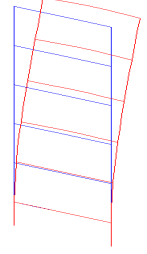
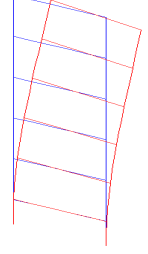
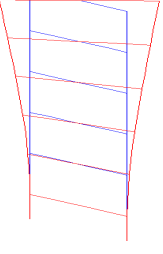
	Mode 1 (flexion X, rotation autour de l'axe Y)	Mode 2 (flexion Y, rotation autour de l'axe X)	Torsion (rotation autour de l'axe Z)
<p>Modèle simplifié</p> 	 <p>$f_1 = 9.13 \text{ Hz}$</p>	 <p>$f_2 = 10.04 \text{ Hz}$</p>	 <p>$f_3 = 14.80 \text{ Hz}$</p>
Expérience	$f_1 = 4.5 \text{ Hz}$	$f_2 = 7.13 \text{ Hz}$	Pas connu

Tableau 4.4 - Maquette ECOLEADER : Fréquences propres (la table sismique n'est pas prise en compte pour modèle simplifié).

Dans le tableau 4.4, les résultats de cette analyse sont comparés avec les fréquences propres mesurées expérimentalement. L'écart est significatif ce qui montre clairement la nécessité de prendre en compte le comportement de la table vibrante dans notre modèle. Les fréquences expérimentales à vide de la table en basculement selon les deux directions sont fournis par le LNEC et sont égales à 18 Hz (suivant X) et 21 Hz (suivant Y). La fréquence en torsion autour de l'axe vertical est de 11 Hz. Afin de reproduire la flexibilité de la table vibrante sept ressorts linéaires (cinq ressorts verticaux et deux ressorts horizontaux) sont utilisés. La table elle-même est modélisée par des poutres horizontales infiniment raides dans leurs plans. Les conditions limites imposées sont les suivantes :

O_1, O_2, O_3, O_4, O_5 sont libres

V_1, V_2, V_3, V_4, V_5 sont encastrés.

Le calibrage de la raideur des ressorts permet d'obtenir les fréquences et de reproduire les principales caractéristiques de la table seule (tableau 4.5). Ces raideurs ont les valeurs suivantes :

$$k_1 = 4.10 \text{ E}+7 \text{ KN/m}$$

$$k_2 = 2.40 \text{ E}+7 \text{ KN/m}$$

$k_3 = 9.00 \text{ E}+8 \text{ KN/m}$
 $k_4 = 1.75 \text{ E}+7 \text{ KN/m}$

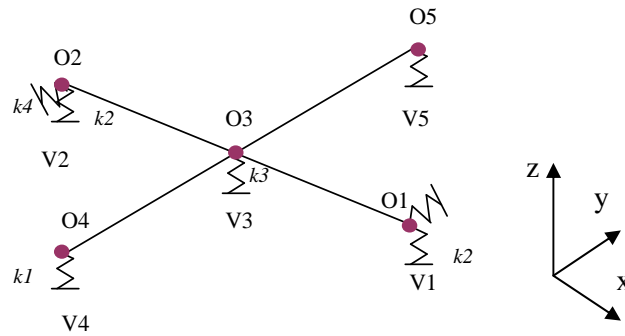


Figure 4.11 - Maquette ECOLEADER : Modélisation de la table sismique (calculs post - essai)

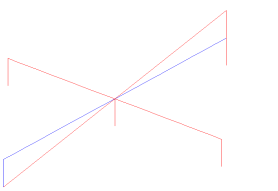
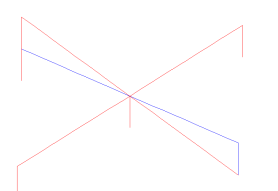
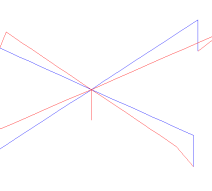
	Mode 1 (flexion X, rotation autour de l'axe Y)	Mode 2 (flexion Y, rotation autour de l'axe X)	Torsion (rotation autour de l'axe Z)
Modèle simplifié	 f1= 11.0 Hz	 f2= 19.0 Hz	 f3= 28.0 Hz
Expérience	f1= 11.0 Hz	f2= 18.0 Hz	f3= 21.0 Hz

Tableau 4.5 - Maquette ECOLEADER : Fréquences propres de la table sismique (calculs post - essais)

L'étape suivante est de procéder à l'étude des fréquences et modes propres de l'ensemble maquette - table. Nous pouvons constater une bonne reproduction de la première et deuxième fréquence propre tandis qu'aucune comparaison ne peut être faite pour le troisième mode puisque lors des tests de caractérisation la fréquence de torsion n'a pas été mesurée.

	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (torsion)	Mode de pompage
Modèle simplifié	4.45 Hz	7.00 Hz	9.81 Hz	32 Hz
Modèle 3D	5.1 Hz	7.06 Hz	9.90 Hz	-
Expérience	4.5 Hz	7.13 Hz	Pas connu	Pas connu

Tableau 4.6- Maquette ECOLEADER : Fréquences propres de l'ensemble maquette - table (calculs post - essais)

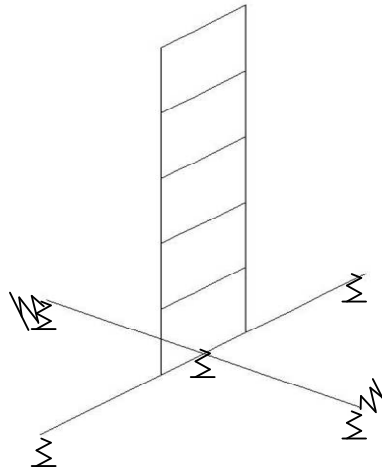


Figure 4.12- Maquette ECOLEADER : Ensemble table - maquette (calculs post - essais)

4.3.2 Résultats

4.3.2.1 Comparaisons temporelles

Après avoir calibré les fréquences propres de l'ensemble maquette - table, nous procédons dans cette partie à la comparaison des résultats numériques et expérimentaux. Un amortissement Rayleigh de 1% est imposé aux deux premiers modes. L'adhérence acier - béton est considérée parfaite et l'influence de confinement n'est pas prise en compte. Le programme de chargements appliqués à la maquette a été déjà présenté en détail dans le chapitre 3. Il est rappelé ci-dessous :

Test	Direction X	Direction Y
T0	0.3g	0
T1	0	0.14g
T2	0.24g	0.13g
T3	0.45g	0.27g
T4	0.55g	0.3g
T5	0.74g	0.36g
T6	0.85g	0.5g

Tableau 4.7- Maquette ECOLEADER : Séquence de chargements appliqués

Remarque : Comme c'était le cas lors des essais, le modèle numérique intègre la rupture locale des armatures à l'issue de l'essai T3. Pour les niveaux de chargement supérieurs ces aciers ne jouent aucun rôle, ils sont donc désactivés dans le modèle numérique.

Les figures 4.13 - 4.24 montrent les déplacements relatifs en tête des murs XG et Y au cours des tests. Nous constatons que les déplacements relatifs dans le plan du mur XG sont bien représentés par le modèle et ceci pour tous les niveaux de chargement (sauf pour T2 où un décalage inexplicable entre la courbe expérimentale et numérique apparaît). Les principaux pics ainsi que la fréquence apparente sont retrouvés. Les courbes de déplacement relatif du mur Y sont moins bien reproduites. Malgré cela, il est remarquable de voir la bonne qualité de la simulation des comportements sous fort séisme (niveau T5 et T6 figures 4.21 - 4.24)

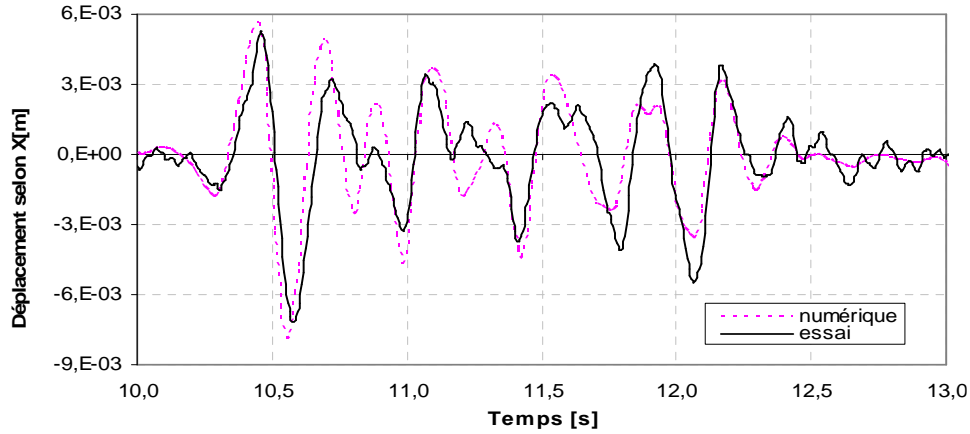


Figure 4.13- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X-T0

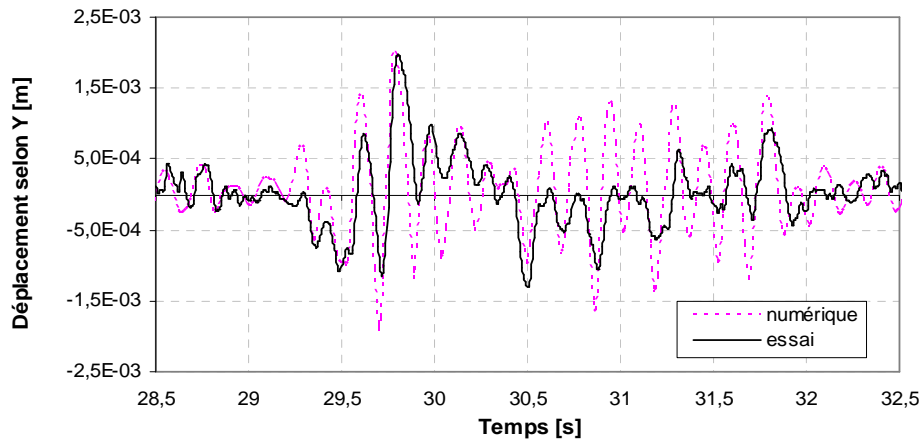


Figure 4.14- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y-T1

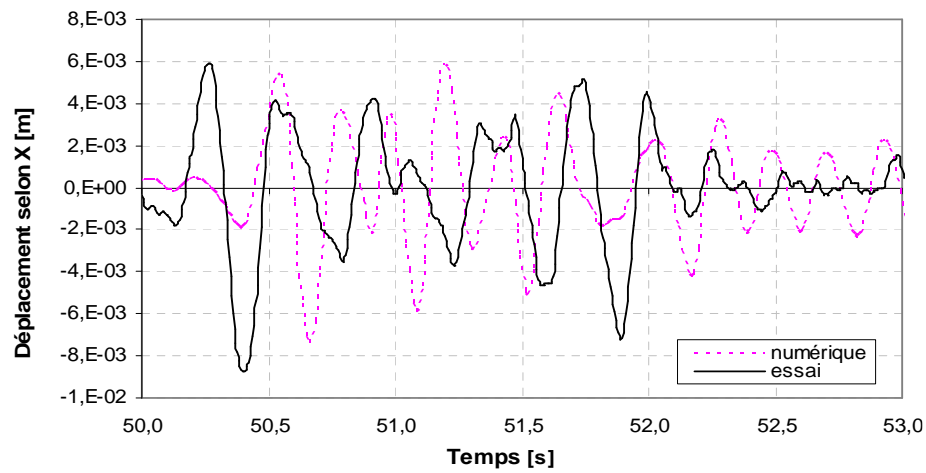


Figure 4.15- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X-T2

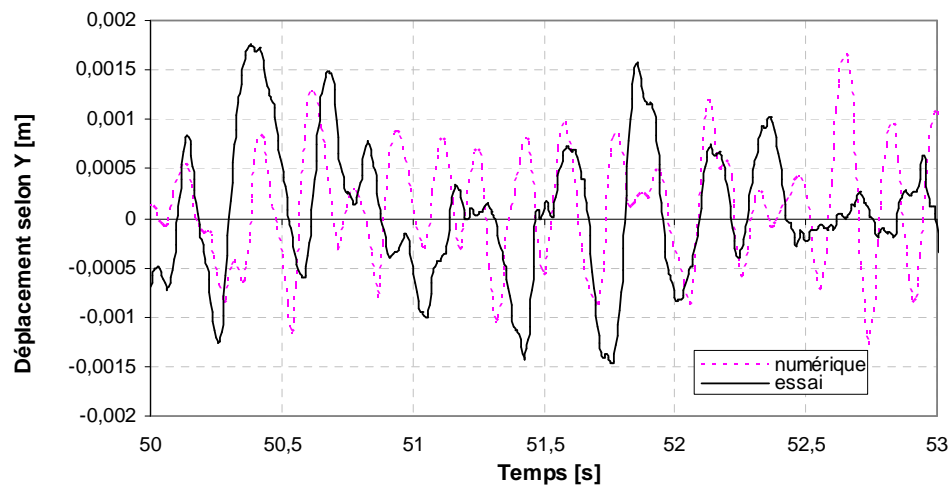


Figure 4.16- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y-T2

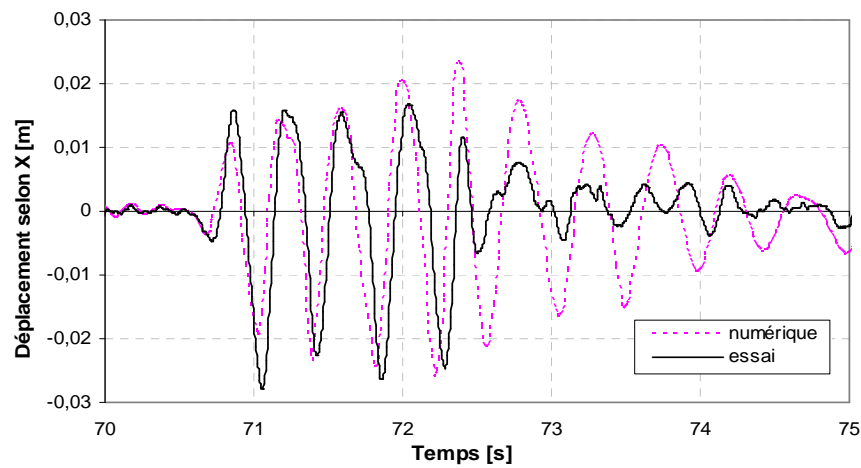


Figure 4.17- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X-T3

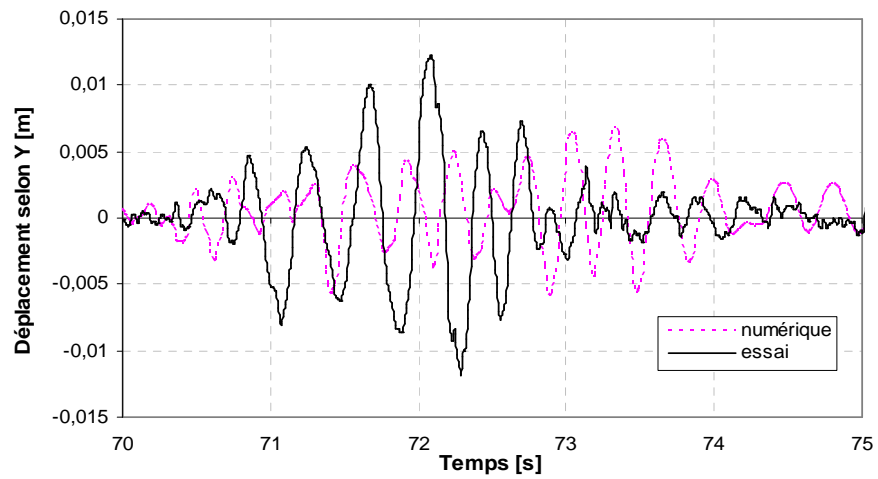


Figure 4.18- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y-T3

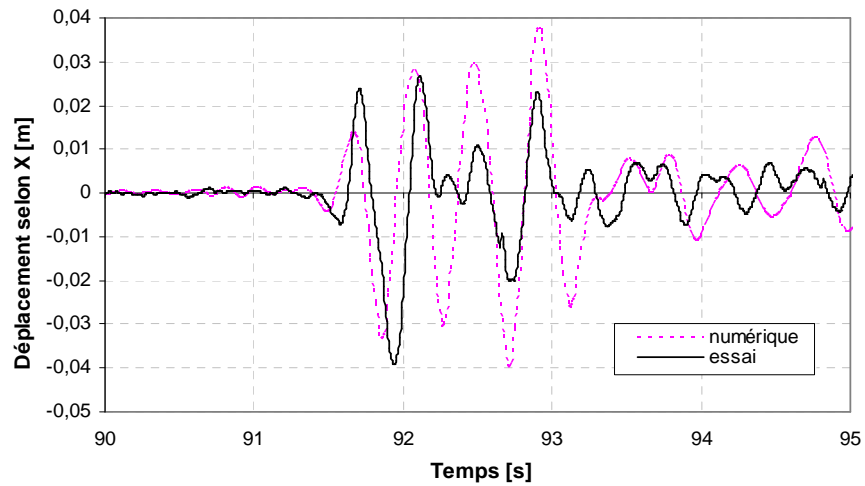


Figure 4.19- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X-T4

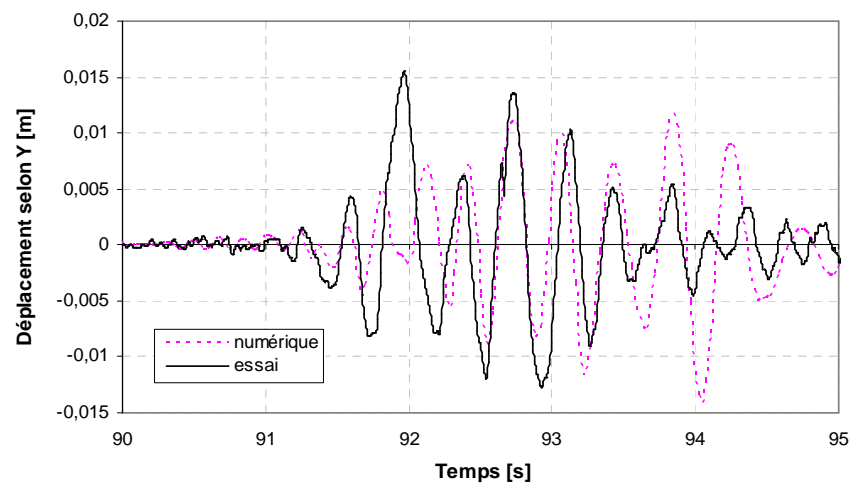


Figure 4.20- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y-T4

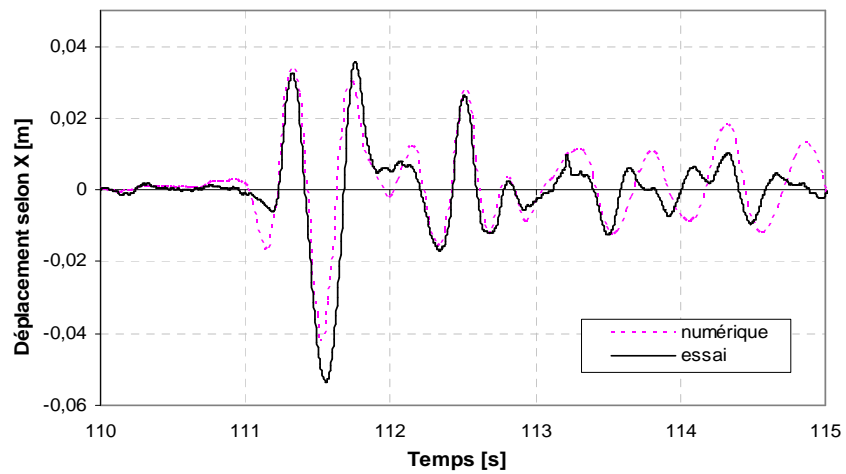


Figure 4.21- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X-T5

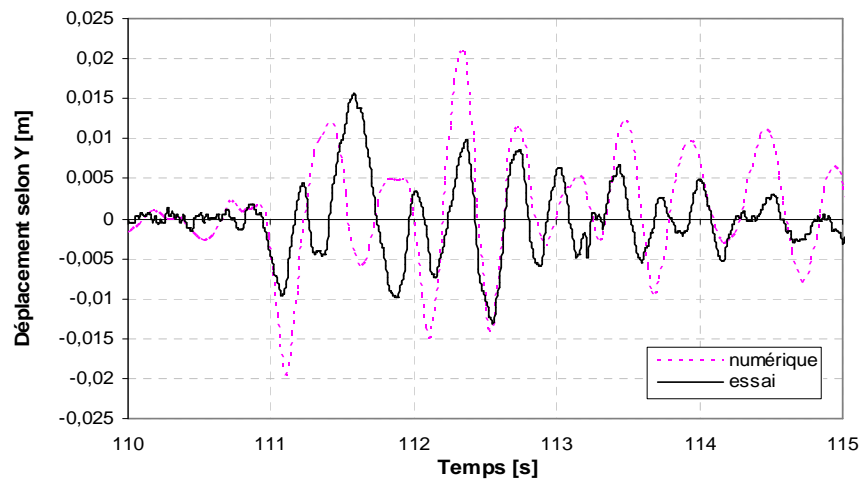


Figure 4.22- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y-T5

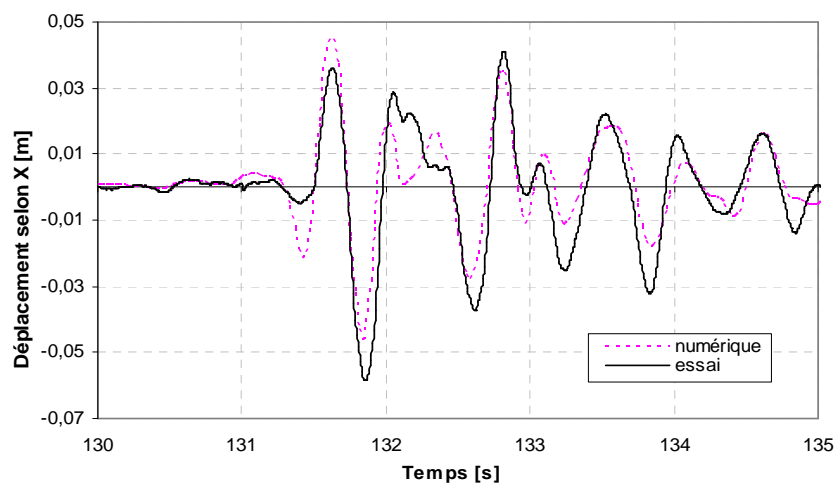


Figure 4.23- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X-T6

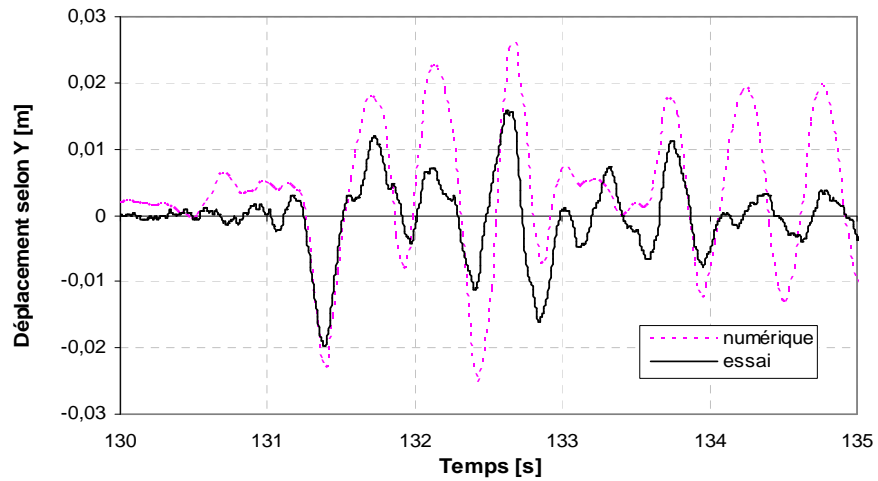


Figure 4.24- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y-T6

Sont données ci-dessous (figures 4.25 et 4.26) les spectres de réponse des déplacements en tête selon X et ceci pour tous les essais. Même si le contenu fréquentiel n'est pas exactement reproduit, les figures montrent clairement la chute de fréquence de la structure due à l'endommagement de béton, à la plasticité et à la rupture des armatures durant les différents niveaux (chute d'environ 50%).

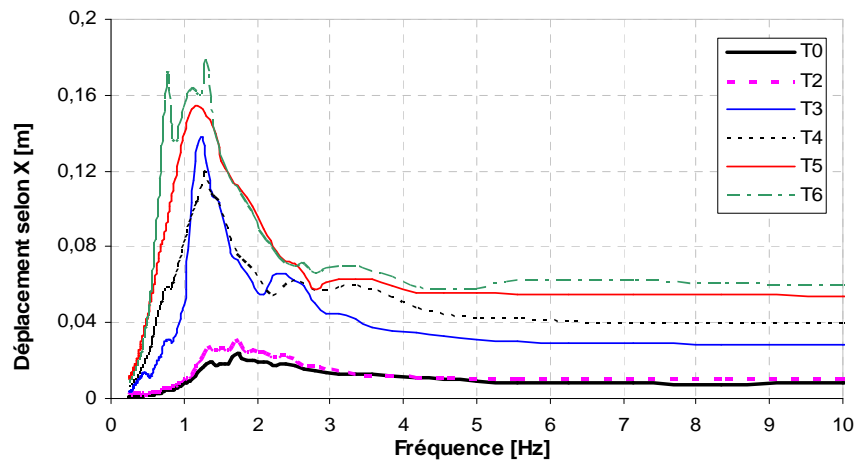


Figure 4.25- Essai : Spectre de réponse des déplacements relatifs en tête selon X

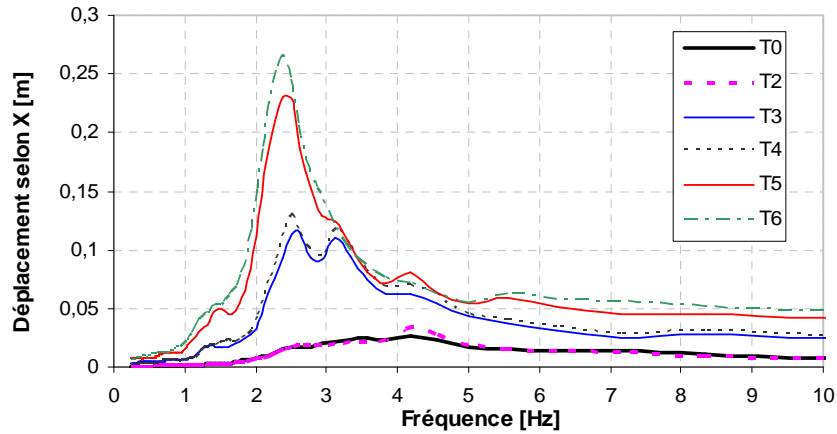


Figure 4.26-Modèle numérique: Spectre de réponse des déplacements relatifs en tête selon X (calculs post – essais)

La figure 4.27 représente la variation de l’effort normal dynamique globale au dessus du niveau 1 (NDYA1) pour le test T6. Pour une meilleure lisibilité, l’effort normal statique (environ 300 kN) a été ajouté sur la courbe numérique. La variation de l’effort normal prévue par le modèle et mesurée expérimentalement peut atteindre 50% de l’effort statique, ce qui influence considérablement le comportement non linéaire de la maquette. Cette variation de l’effort normal ne peut pas être prise en compte par les méthodes de dimensionnement traditionnelles ce qui rend de plus en plus nécessaire l’utilisation de calculs non linéaires d’intégration temporelle au moins pour des structures à haut risque.

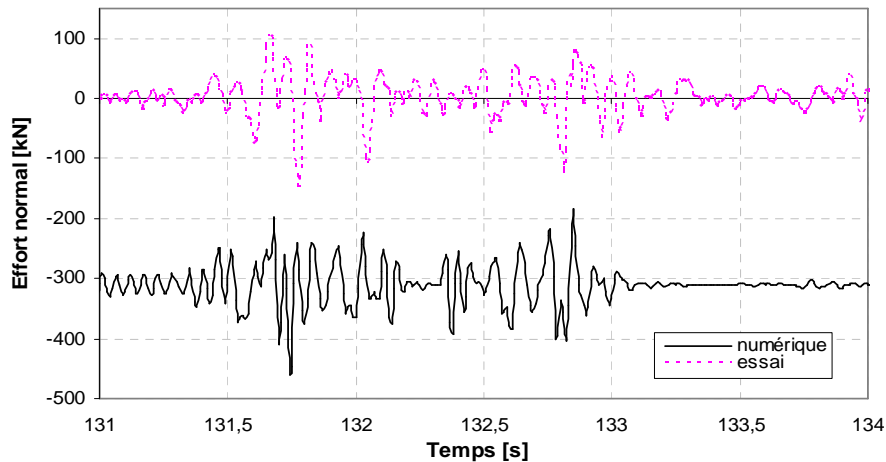


Figure 4.27- Maquette ECOLEADER : Test T6- Variation de l'effort normal dynamique global au dessus du niveau 1 (calculs post – essais)

4.3.2.2 Etats de dégradation

Deux « instants » sont choisis sur la courbe de déplacement en tête de mur XG afin de présenter l’évolution de l’endommagement et de plasticité dans la maquette. Nous regardons

plus précisément les instants $t_1=131.7s$ et $t_2=132.6s$ correspondant aux déplacements maximaux durant le dernier test (T6).

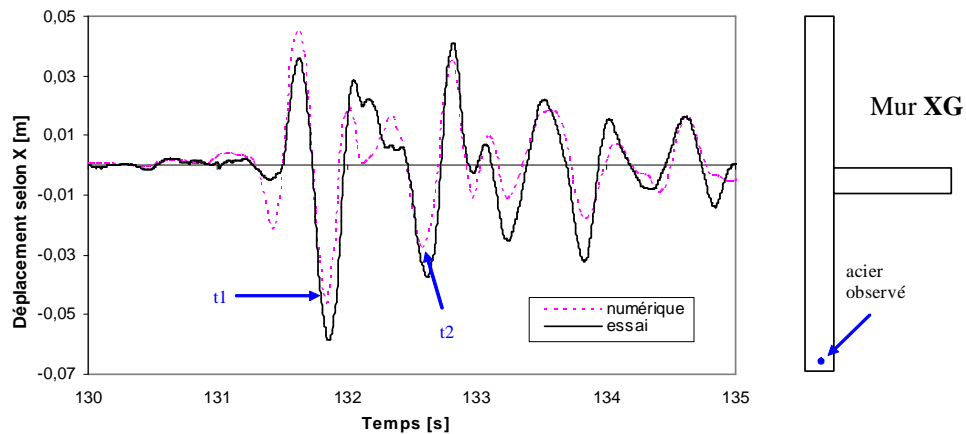


Figure 4.28- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Instants retenus pour observer l'évolution des dommages (calculs post – essais)

A $t_1=131.7s$ et $t_2=132.6s$ (figures 4.29 et 4.30 respectivement), la déformation maximale calculée dans l'armature qui se trouve à la partie SG du mur XG dépasse largement la limite de plasticité (environ 0.4%) et la limite de rupture (environ 1.6%) en traction. Cette valeur moyenne est basée sur les résultats des essais sur éprouvettes présentés dans §3.1.4.2 [LNEC 2004]. Ces résultats confirment la désolidarisation du mur et de sa fondation observée durant l'essai.

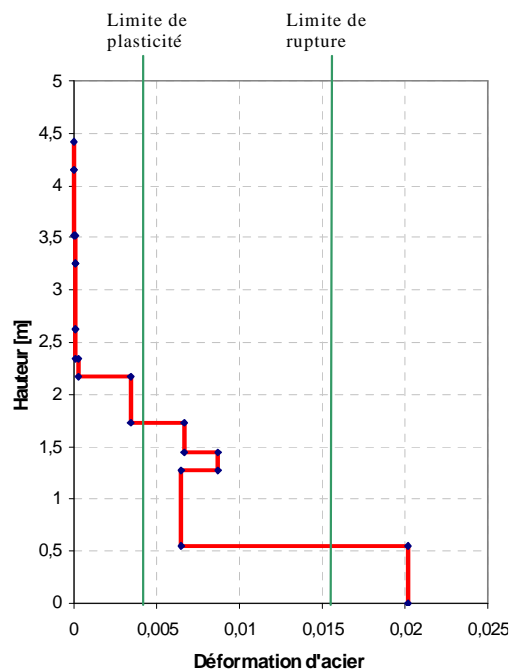


Figure 4.29- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Déformation d'acier à $t_1=131.7s$ (calculs post - essais)

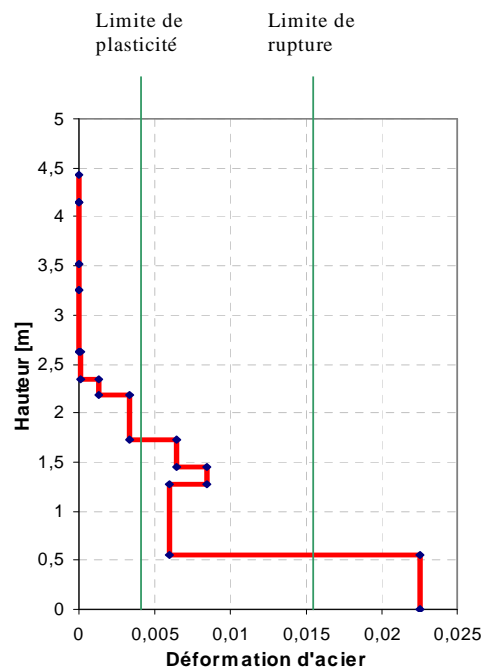


Figure 4.30- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Déformation d'acier à $t_2=132.6s$ (calculs post – essais)

La figure 4.31 représente la distribution de l'endommagement dû à la traction qui se trouve localisé entre le 1^{er} et le 2^{ème} niveau.

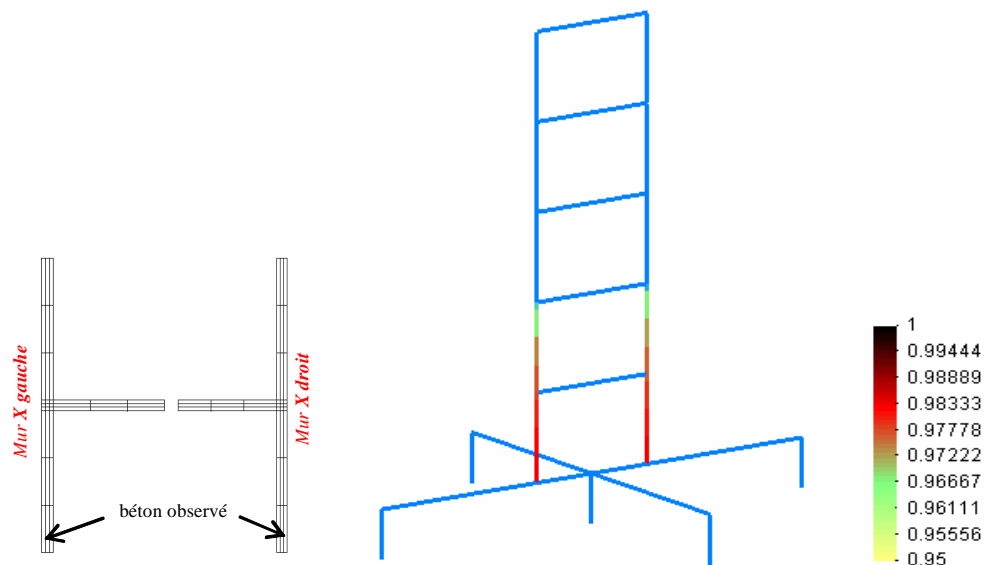


Figure 4.31- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Carte d'endommagement dû à la traction (calculs post – essai)

La figure 4.32 illustre une section du mur à la base de la structure. L'endommagement est moins important dans le mur Y que dans le mur X. Ce comportement local est cohérent avec

le comportement réel lors des essais : les fissures dans le mur Y étaient moins visibles que dans les murs XG et XD.

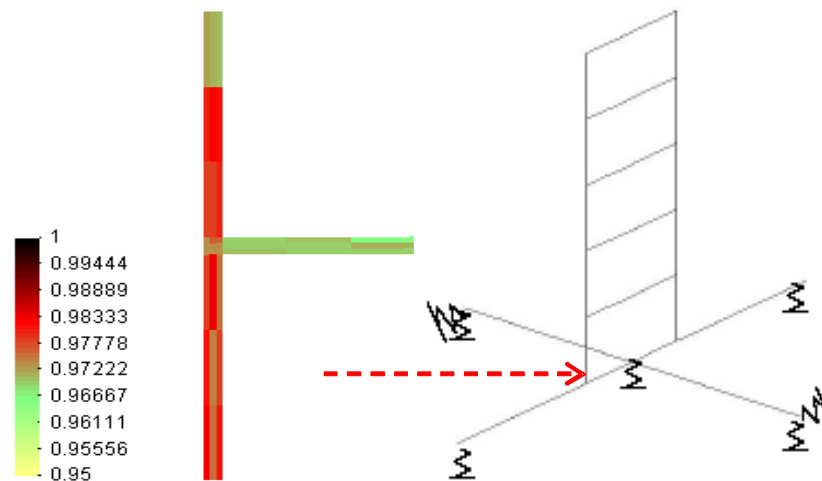


Figure 4.32- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Endommagement dû à la traction dans une section à la base de la maquette (calculs post - essais)

La figure 4.33 représente la distribution de l'endommagement dû à la compression qui est localisé également entre le 1^{er} et le 2^{ème} niveau. Nous remarquons que les dommages dus à la compression sont importants et se trouvent principalement aux murs X.

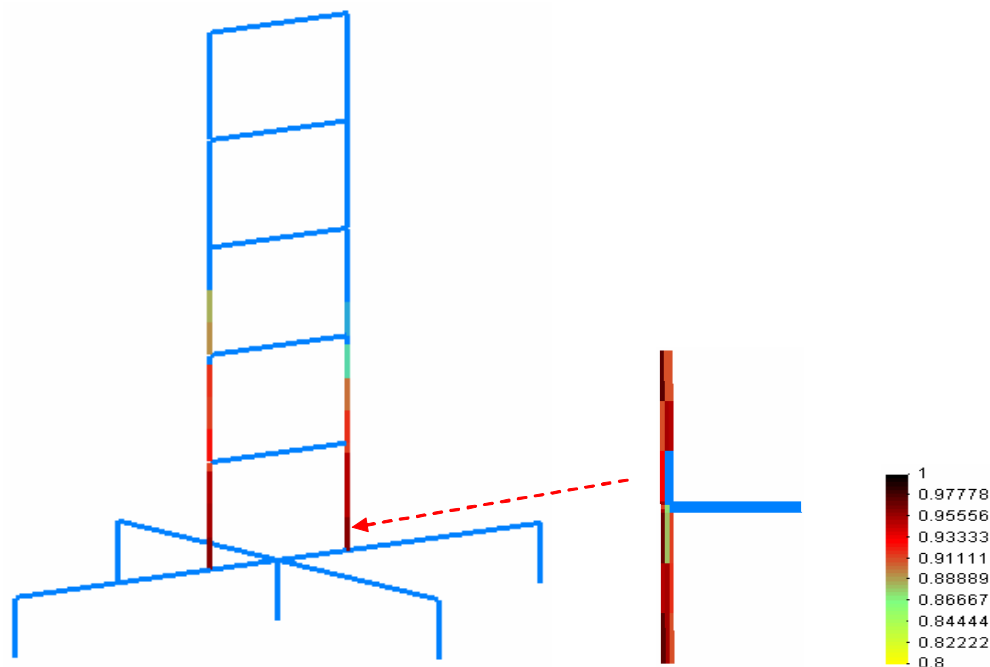


Figure 4.33- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Carte d'endommagement dû à la compression (calculs post - essais)



Figure 4.34- Maquette ECOLEADER : Etat de la maquette à la fin de l'essai (T6).

4.3.2.3 Comparaison avec l'état limite ultime (ELU)

Dans les figures 4.35 à 4.42 l'ensemble des valeurs (M, N) numériques est présenté en comparaison avec les courbes d'interaction ELU déterminées avec les approches BAEL traditionnelles. Nous constatons que les couples (M, N) correspondants aux murs XG et XD sont positionnés entre les courbes ELU et cela de façon assez serrée pour les niveaux T3 et T4. Pour les deux derniers niveaux de chargement (T5 et T6), le modèle numérique prévoit la rupture de la section due aux importantes déformations de compression qui conduisent à l'écrasement du béton et probablement au flambement des aciers.

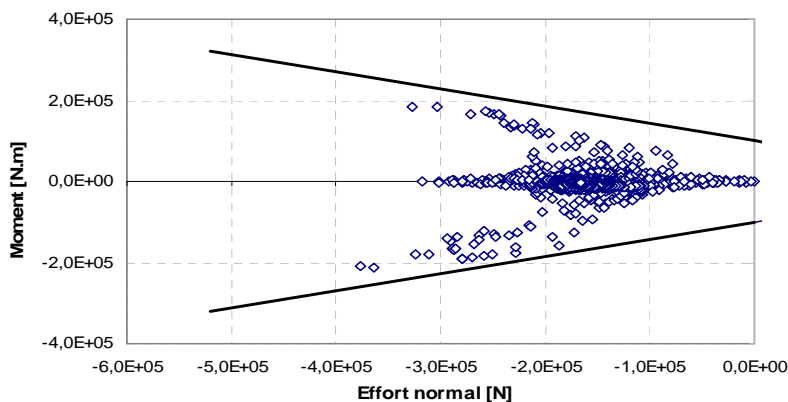


Figure 4.35- Maquette ECOLEADER : Test T3- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG

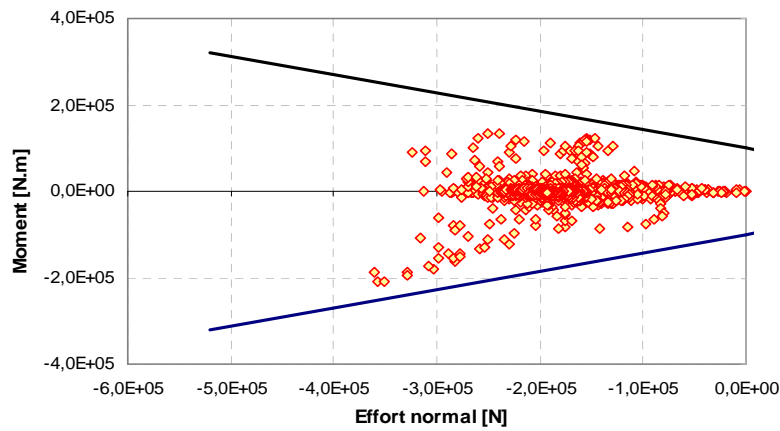


Figure 4.36- Maquette ECOLEADER : Test T3- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD

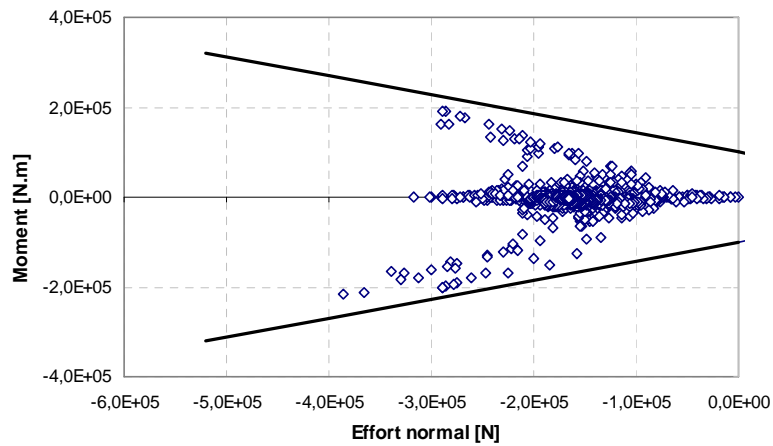


Figure 4.37- Maquette ECOLEADER : Test T4- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG

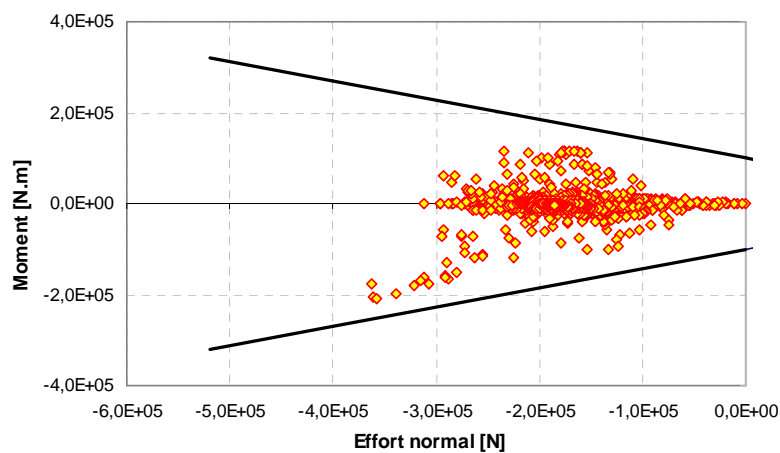


Figure 4.38- Maquette ECOLEADER : Test T4- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD

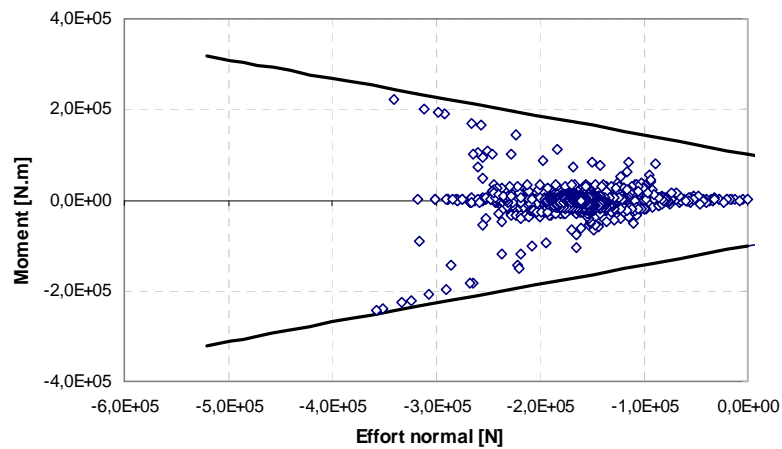


Figure 4.39- Maquette ECOLEADER : Test T5- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG

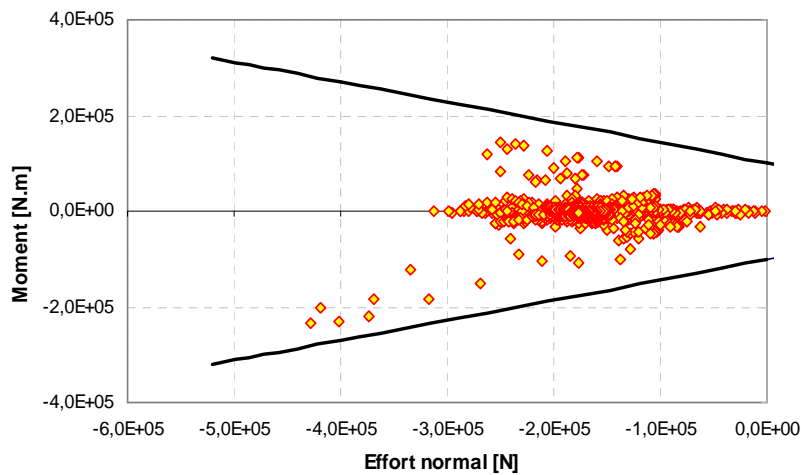


Figure 4.40- Maquette ECOLEADER : Test T5- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD

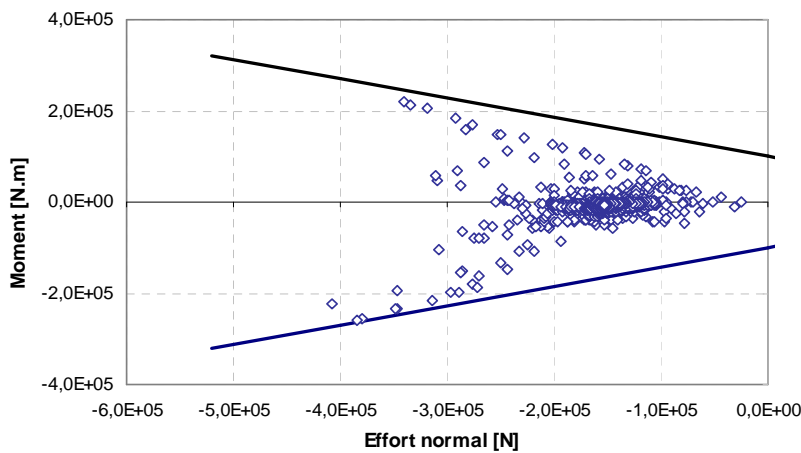


Figure 4.41- Maquette ECOLEADER : Test T6- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG

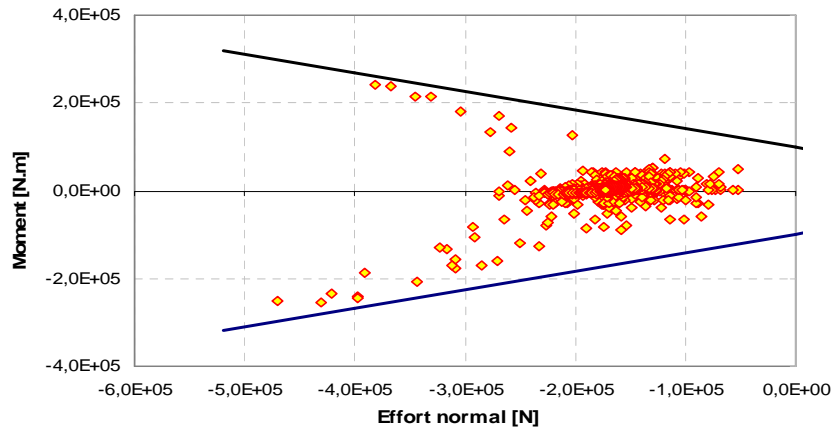


Figure 4.42- Maquette ECOLEADER : Test T6- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD

4.3.2.4 Tableau des valeurs maximales

Le tableau 4.8 regroupe les valeurs maximales des variables globales calculées et mesurées pour les quatre derniers niveaux.

Niveau signal	T3		T4		T5		T6	
	calcul	essai	calcul	essai	calcul	essai	calcul	essai
Déplacement dans le plan Mur X gauche (mm)	25.8	28.0	39.70	39.2	42.11	53.4	46.24	58.21
Déplacement hors plan (mm)	9.35	12.2	14.09	15.5	20.93	15.6	26.01	19.8
Moment dans le plan (KN.m)								
Mur X gauche	212	300	207	367	242	330	245	299
Mur X droit	210	346	215	394	235	241	244	265
Effort tranchant (KN)								
Mur X gauche	52	93	73	102	71	88	74	111
Mur X droit	79	121	101	117	39	87	63	128
Effort normal total (KN)								
Mur X gauche (max)	-378 ($\Delta=-228$)	-	-367 ($\Delta=-217$)	-	-421 ($\Delta=-271$)	-	-407 ($\Delta=-257$)	-
Mur X gauche (min)	-30 ($\Delta=+55$)	-	-65 ($\Delta=+85$)	-	-63 ($\Delta=+87$)	-	-24 ($\Delta=+126$)	-
Mur X droit (max)	-408 ($\Delta=-258$)	-	-421 ($\Delta=-271$)	-	-453 ($\Delta=-303$)	-	-469 ($\Delta=-314$)	-
Mur X droit (min)	-74 ($\Delta=+76$)	-	-53 ($\Delta=+97$)	-	-43 ($\Delta=+117$)	-	-53 ($\Delta=+97$)	-

Tableau 4.8- Maquette ECOLEADER : Comparaison des valeurs maximales pour toute la séquence de chargement.

Le modèle simplifié reproduit correctement le comportement de la maquette à tous les niveaux pour la direction X et l'erreur relative maximale est de l'ordre de 15 % pour les déplacements, de l'ordre de 20 % pour les moments, les efforts tranchants et l'effort normal.

Remarque : Les valeurs Δ représentent la différence entre l'effort normal global et l'effort normal statique pour chaque mur (environ 150 KN).

4.4 Conclusions

Une stratégie de modélisation 3D simplifiée est présentée et appliquée à une structure en béton armé soumise à des chargements sismiques (programme ECOLEADER). La structure est modélisée en utilisant des éléments de type poutre multifibre de cinématique Euler – Bernoulli et des lois de comportement basés sur la mécanique de l'endommagement pour le béton et la plasticité pour les aciers.

Le modèle numérique est utilisé pour des calculs pré et post - essai. Il reproduit correctement les variables globales dans la direction X (valeurs maximales et cycles de réponse) et le comportement local (position des zones critiques à la base de la maquette). Malgré le nombre limité de degrés de liberté cet outil peut reproduire l'influence de la variation de l'effort normal dynamique, l'écrasement du béton et le risque de flambement des armatures à la base de la maquette.

Du fait de sa relative souplesse d'utilisation, ce type de modèle est intéressant pour des études paramétriques : influence du maillage, sollicitation tri - directionnelles... Ce type d'analyse est l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 5: Etudes paramétriques

5.1 Introduction

Même si les modèles classiques de la mécanique des milieux continus permettent parfois de connaître l'instant d'apparition des fissures, c'est maintenant bien connu qu'ils ne permettent pas de suivre l'évolution de la localisation et ne peuvent donc pas caractériser le régime post-bifurcation [Bazant 1976]. Un comportement post - bifurcation modélisé avec un milieu classique fait donc apparaître une infinité de solutions qui dépendent d'un choix de modélisateur (par exemple la taille des éléments) ce qui évidemment n'est pas acceptable. Plusieurs solutions existent dans la littérature [Pijaudier-Cabot et al. 1987], [Chambon et al. 1996]. En génie parasismique ce problème est un peu moins présent dû à la nature dynamique de calcul mais aussi dû au fait que nous ne sommes pas intéressés à modéliser le comportement de la structure jusqu'à sa ruine complète. Cependant, des études paramétriques sont nécessaires afin de s'assurer de la performance de la méthode de modélisation utilisée. Nous proposons dans cette partie d'étudier l'influence de maillage (nombre d'éléments ainsi que nombre de fibres).

L'utilisation d'une approche simplifiée diminue significativement le temps de calcul et donc permet d'étudier différents types de chargement. Nous terminons donc ce chapitre avec une étude paramétrique sur l'influence des directions de chargement sur le comportement de la structure.

5.2 Etude paramétrique : Maillage

5.2.1 Influence du nombre d'éléments

Le maillage de la maquette utilisé pour les calculs présentés dans le chapitre précédent contient 80 éléments poutre multifibre (maquette seule), ce qui correspond à des éléments de 18 cm de longueur entre le niveau 1 et le niveau 2 de la maquette. Un deuxième maillage de 140 éléments (longueur 9 cm au niveau 1) est l'objet du nouveau calcul présenté ci-dessous. Le nombre de fibres par élément et le chargement sismique reste inchangé.

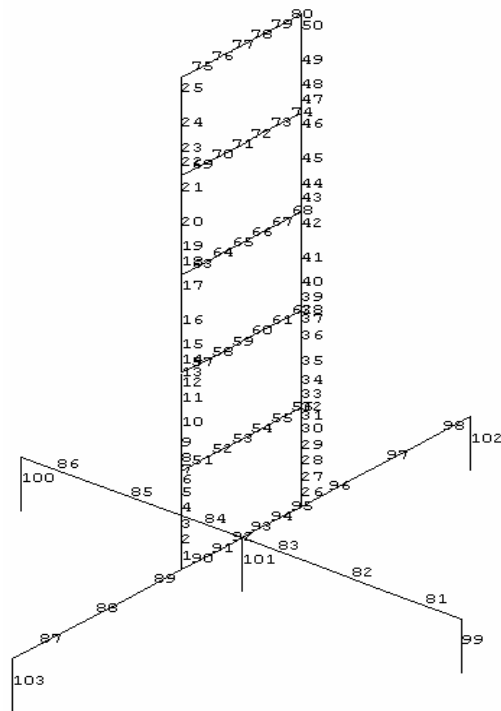


Figure 5.1- Maquette ECOLEADER : Maillage initial (80 éléments)

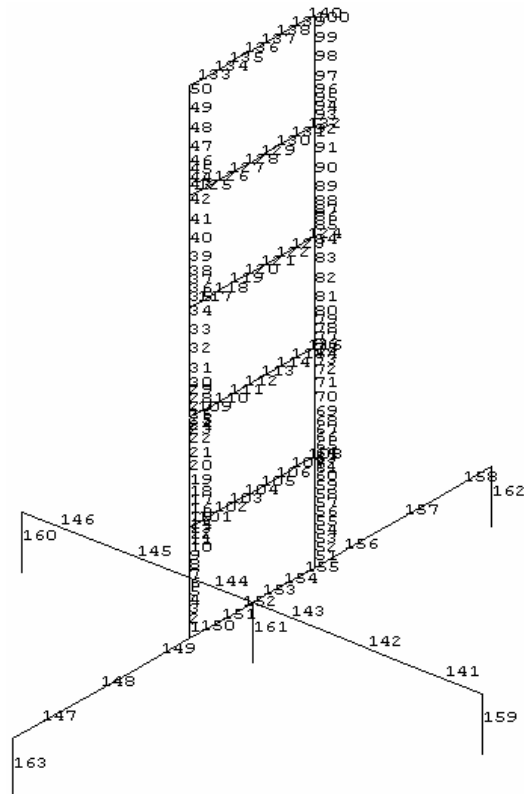


Figure 5.2- Maquette ECOLEADER : Nouveau maillage (140 éléments)

La courbe de déplacement relatif en tête dans direction X (test T6) est présentée à la figure 5.3. Malgré les légères différences entre les deux courbes nous constatons que le comportement global de la maquette est quasi identique.

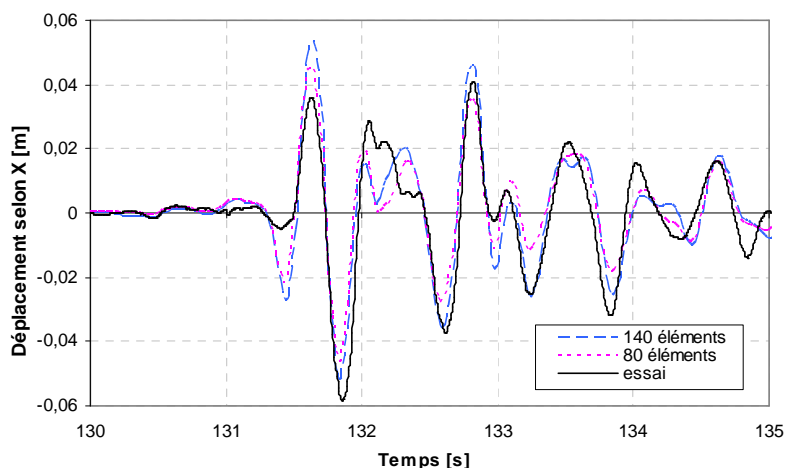


Figure 5.3- Maquette ECOLEADER : Influence du nombre d'éléments : Déplacement en tête dans la direction X-test T6 (études paramétriques)

La même conclusion est valable pour les résultats locaux. La figure 5.4 présente l'évolution de la déformation d'un acier situé au côté du mur XG. Nous retrouvons la concentration de la déformation au niveau 1 ainsi que la même distribution de la plastification le long de la hauteur tant qualitativement que quantitativement.

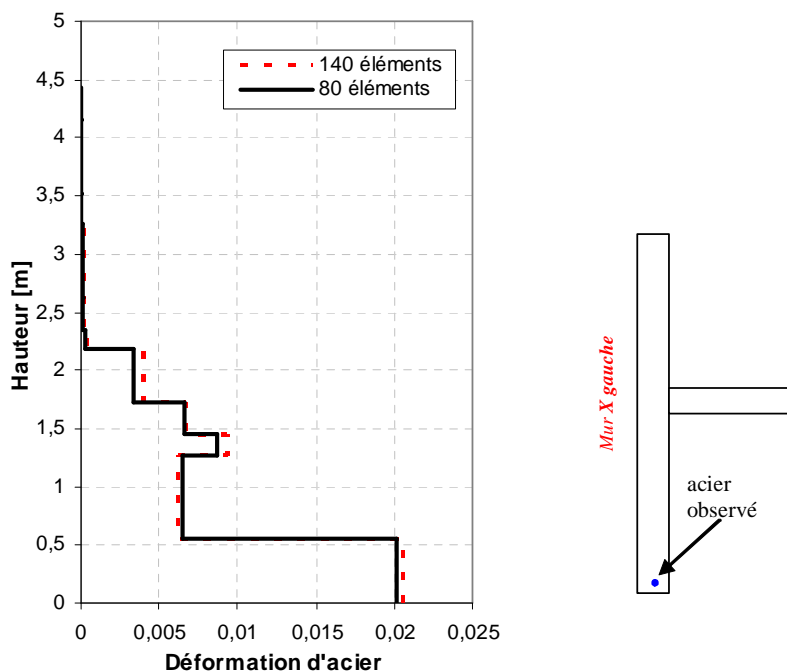


Figure 5.4- Maquette ECOLEADER : Influence du nombre d'éléments : Test T6 : Déformation d'acier (études paramétriques)

5.2.2 L'influence du nombre de fibres

L'étude suivante concerne l'influence du nombre des fibres sur le comportement de la maquette discrétisée cette - fois par 80 éléments poutres. Dans le premier maillage 36 fibres sont utilisées dans chaque section et dans le deuxième 63 fibres.

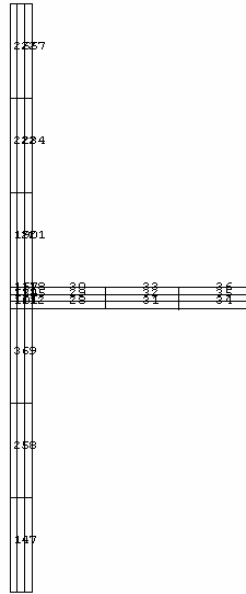


Figure 5.5- Maquette ECOLEADER : Maillage initial des sections

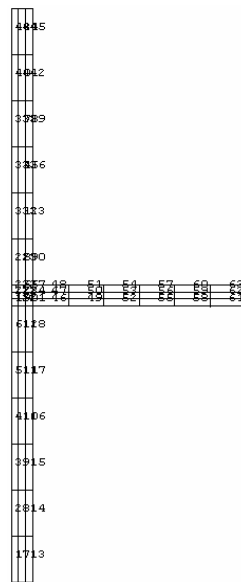


Figure 5.6- Maquette ECOLEADER : Nouveau maillage des sections

Dans un premier temps nous comparons le comportement global de la maquette via les courbes de déplacement en tête dans la direction X pour le test T6 (figure 5.7). Le résultat

montre que le comportement de la maquette reste encore une fois quasi identique pour les deux types de maillage.

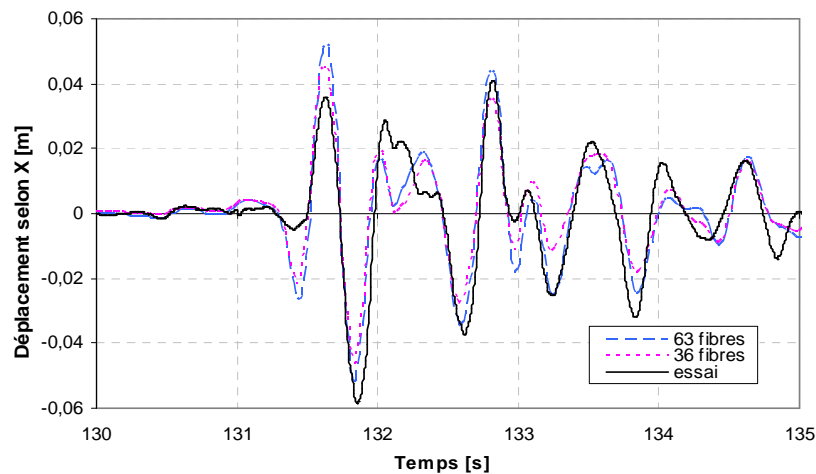


Figure 5.7- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X - test T6 (études paramétriques)

La figure 5.8 montre la carte d'endommagement dû à la traction de la maquette après le test T6. Avec le nouveau maillage, nous avons une image un peu plus détaillée de l'état de la section, cependant la tendance reste toujours la même (les murs en X sont plus endommagés par rapport au mur Y).

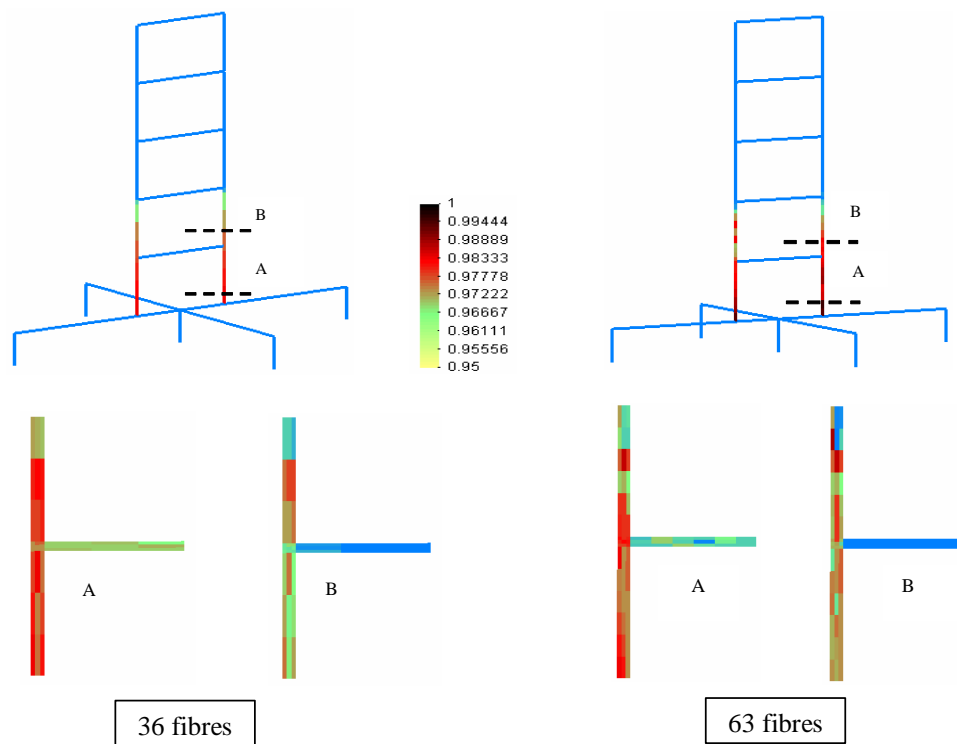


Figure 5.8- Carte d'endommagement dû à la traction - test T6 (études paramétriques)

Il apparaît en conclusion que la sensibilité au maillage reste faible dans cette structure qui, rappelons le, est en béton armé et de nombreux auteurs ont constaté cette particularité confirmée ici.

5.3 Etude paramétrique : Chargement

5.3.1 Problématique

La campagne expérimentale menée sur la structure ECOLEADER ne permet pas d'aborder le comportement de la maquette soumise à un signal à trois composantes. Néanmoins, une fois le modèle numérique correctement calibré, nous pouvons procéder à ce type d'analyse prévisionnelle.

Les trois composantes de signal Tolmezzo (directions X, Y et Z) sont utilisées pour les calculs présentés dans cette partie. La composante verticale du signal ainsi que son spectre de réponse est présenté dans les figures 5.9 et 5.10.

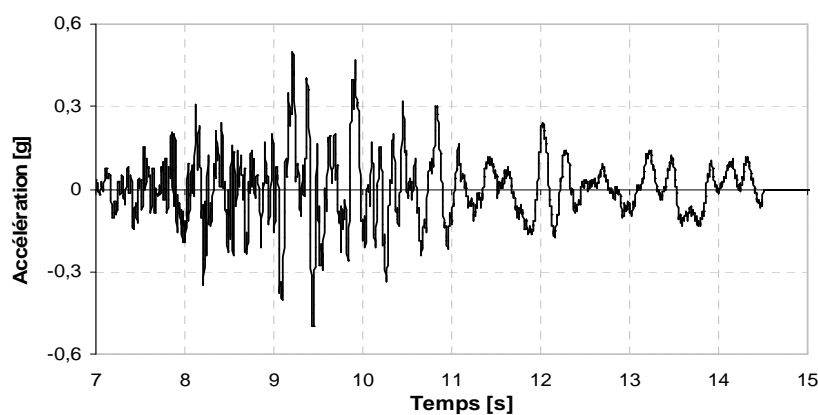


Figure 5.9- Composante verticale du signal Tolmezzo.

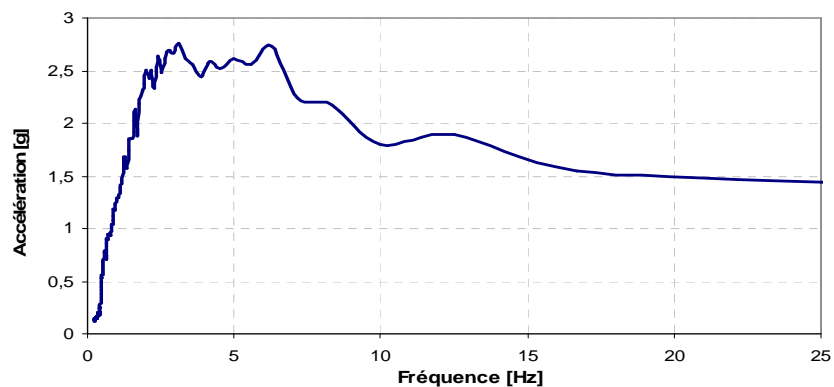


Figure 5.10- Spectre de réponse de la composante verticale du signal Tolmezzo (amortissement $\zeta=5\%$).

La maquette numérique est soumise au programme de chargement ci-dessous (A2 correspond au niveau T3 et B2 correspond au niveau T6 du programme expérimental présenté dans les chapitres précédents). Le niveau de séisme en Z est pris égal à 0.7 fois celui en X comme préconisé dans la réglementation.

Tests	Direction X	Direction Y	Direction Z
A1	0.5g	0	0
A2 (T3)	0.5g	0.24g	0
A3	0.5g	0.24g	0.35g
B1	0.85g	0	0
B2 (T6)	0.85g	0.5g	0
B3	0.85g	0.5g	0.595g

Figure 5.11 - Maquette ECOLEADER : Programme de chargement numérique (études paramétriques)

5.3.2 Résultats

5.3.2.1 Déplacement relatif inter - étages

Les déplacements relatifs inter - étages selon X pour les différents niveaux de chargements sont représentés dans les figures 5.12 et 5.14. L'introduction d'un deuxième chargement horizontal (selon Y) et puis d'un chargement vertical (selon Z) ne semble pas influencer significativement le comportement de la maquette. La structure présente un comportement dissymétrique pour tous les tests.

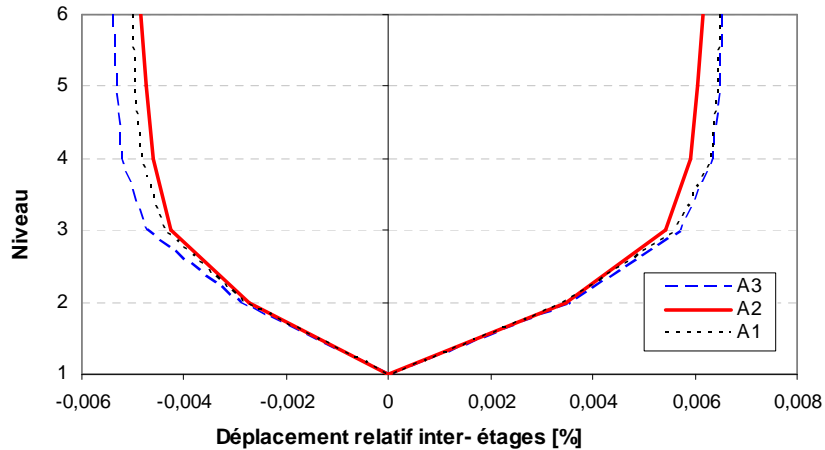


Figure 5.12- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur les déplacements inter - étages selon X (test A1, A2 (T3), A3) - (études paramétriques)

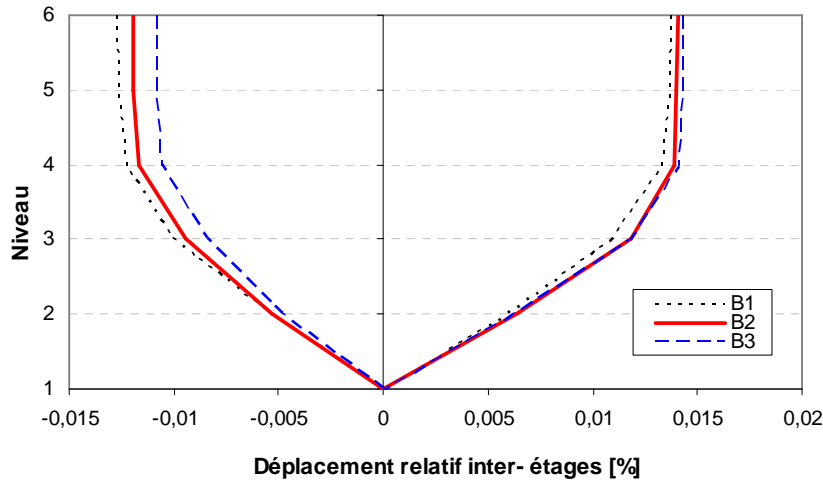


Figure 5.13- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur les déplacements inter - étages selon X (test B1, B2 (T6), B3) - (études paramétriques)

5.3.2.2 Effort normal

Contrairement aux déplacements relatifs inter - étages l'effort normal est assez sensible aux directions de chargement. Les résultats (figures 5.14 - 5.17) montrent que pour des niveaux de chargement bi ou tri directionnels importants, l'effort normal peut atteindre des valeurs négatives qui sont le double de l'effort normal statique. Cette variation de l'effort normal qui ne peut pas être calculée par les méthodes conventionnelles de dimensionnement, peut altérer considérablement le comportement non - linéaire de la structure ECOLEADER et peut être la cause d'importantes déformations de compression, de flambement des armatures et de l'éclatement de béton à la base de la maquette.

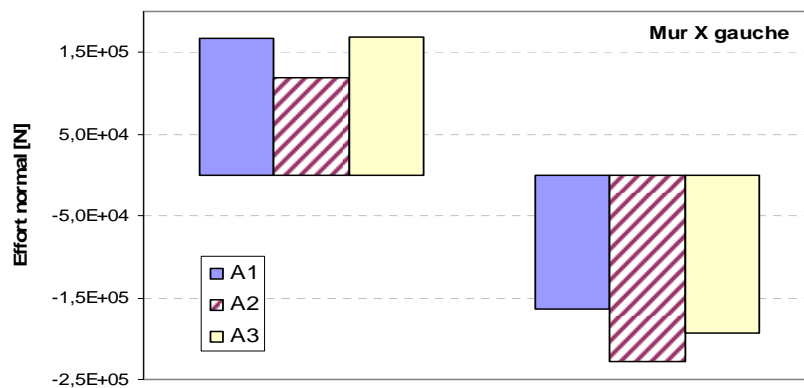


Figure 5.14- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XG (test A1, A2 (T3), A3) - (études paramétriques)

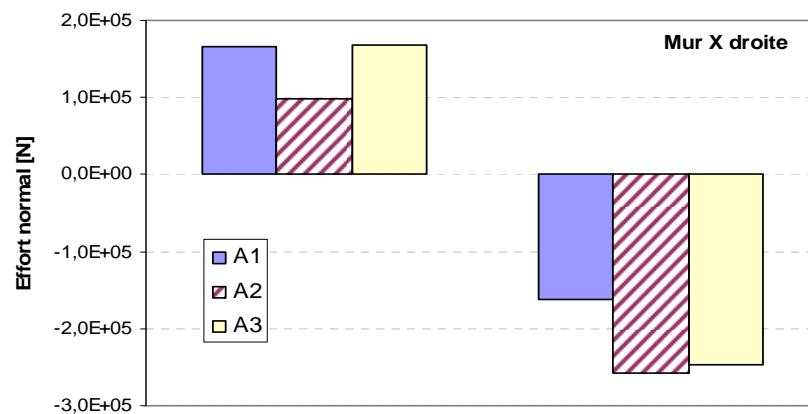


Figure 5.15- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XD (test A1, A2 (T3), A3) - (études paramétriques)

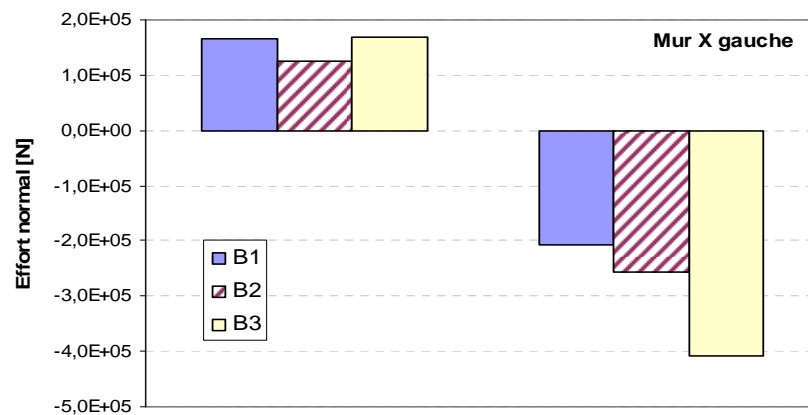


Figure 5.16- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XG (test B1, B2 (T6), B3) - (études paramétriques)

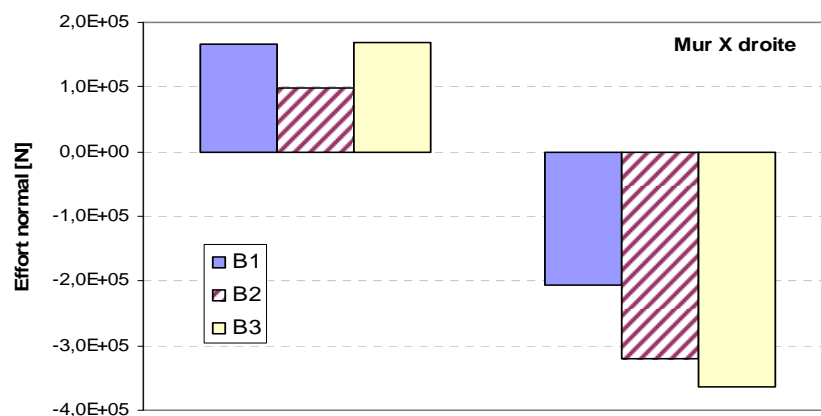


Figure 5.17- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XD (test B1, B2 (T6), B3) - (études paramétriques)

5.3.2.3 Etat de dégradation

Nous comparons ensuite l'état de dégradation de la maquette pour les niveaux de chargement B2 (T6) et B3. La figure 5.18 montre la distribution de la déformation de traction dans l'acier situé au côté SG du mur XG. Nous constatons encore une fois la création d'une rotule plastique à la base de la maquette. Néanmoins, l'introduction d'un signal dans la direction Z ne semble influencer significativement la distribution des déformations.

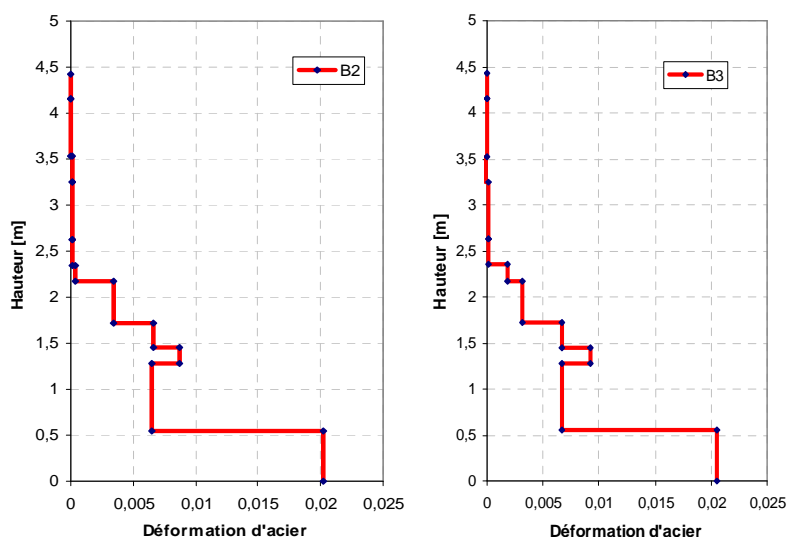


Figure 5.18- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur déformation d'acier (B2 (T6), B3) - (études paramétriques)

L'inspection des cartes d'endommagement dans le béton à la fin des programmes B2 et B3 montre que l'introduction de la composante verticale conduit à des dommages plus importantes à la base de la maquette (figure 5.19).

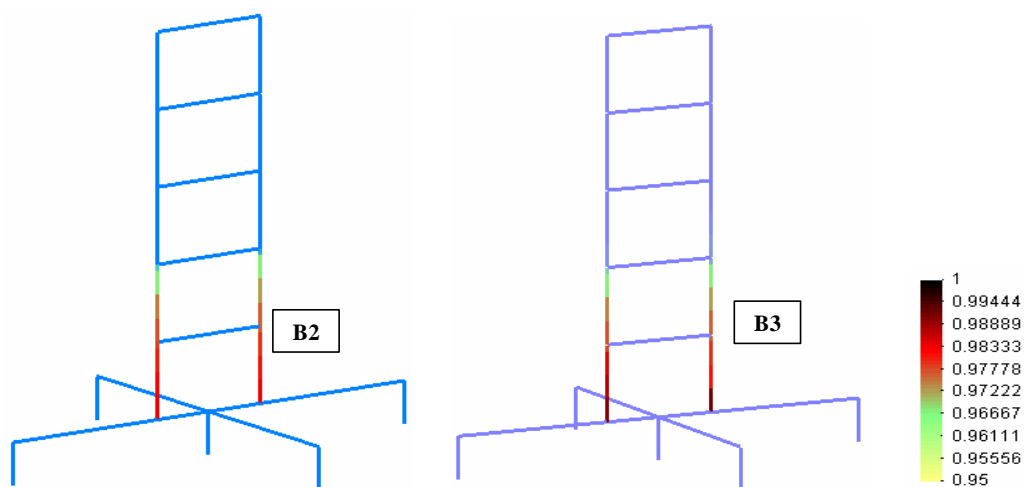


Figure 5.19- Carte d'endommagement du béton dû à la traction (test B2 (T6) et B3) - (études paramétriques)

Nous avons également comparé les courbes d'interaction ELU avec celles du test B3. A ce test, le modèle numérique prévoit la rupture de la section due aux importantes déformations de compression qui conduisent à l'écrasement du béton dans les deux murs XG et XD.

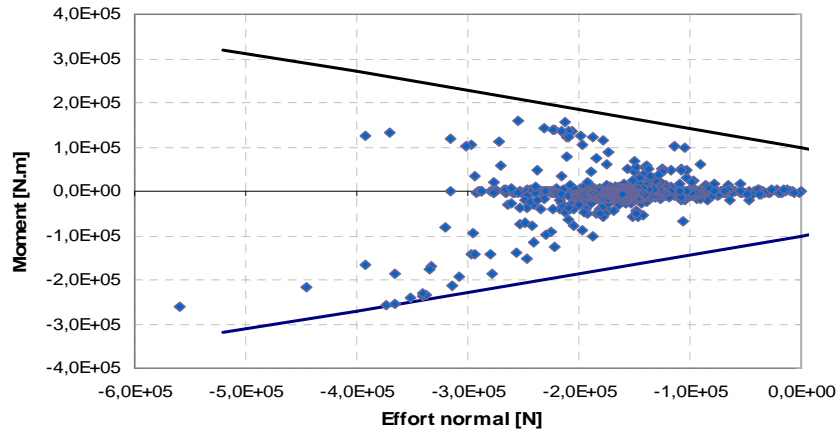


Figure 5.20- Maquette ECOLEADER : Test B3- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG - (études paramétriques)

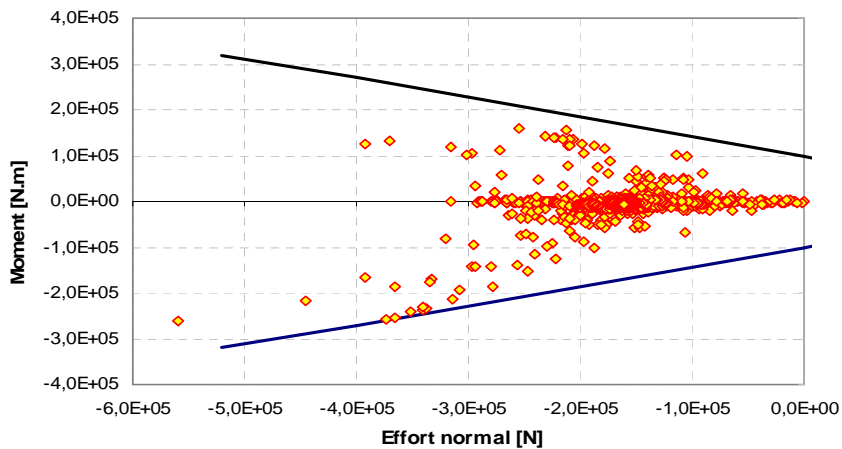


Figure 5.21- Maquette ECOLEADER : Test B3- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD - (études paramétriques)

5.4 Conclusions

Différentes études paramétriques concernant le nombre de mailles et de fibres ont été présentées dans ce chapitre. Malgré certaines différences sur les résultats globaux et locaux ces études confirment la performance de la stratégie de modélisation simplifiée utilisée pour la simulation du comportement de la maquette ECOLEADER. L'introduction d'une troisième direction de chargement ne semble pas influencer significativement les déplacements en tête

de la maquette ni la position de la section critique. En revanche, la variation de l'effort normal dynamique est plus importante atteignant des valeurs négatives qui sont le double de l'effort normal statique. Ce fait influence les valeurs maximales de déformations à la base de la maquette pouvant provoquer des désordres locaux (encrassement du béton, flambement des armatures). Cette variation de l'effort normal ne peut pas être calculée par les méthodes conventionnelles de dimensionnement, ce qui prouve encore une fois la nécessité de procéder à des calculs dynamiques non linéaires.

Conclusions générales et perspectives

Cette thèse s'inscrit dans le cadre d'un programme général de recherche ayant comme objectif l'amélioration de nos connaissances sur la vulnérabilité des structures à voiles porteurs sous chargement sismique. Dans le cadre du programme de la Commission Européenne ECOLEADER, deux maquettes à murs banchés porteurs comportant un mur à file d'ouvertures ont été étudiées. La première maquette a été dimensionnée en Slovénie selon les usages en Europe centrale. Le dimensionnement de la deuxième maquette a été fait par des experts de la Fédération française de bâtiment. Les recherches que nous avons présentées concernent uniquement la deuxième maquette.

Nous avons présenté dans cette thèse une stratégie de modélisation simplifiée basée sur des éléments de poutre multifibre Euler - Bernoulli. L'utilisateur a la possibilité d'associer dans chaque fibre une loi uniaxiale pour la simulation du comportement non - linéaire de béton ou de l'acier. De cette façon il arrive à diminuer le nombre nécessaire de degrés de liberté et ainsi le temps de calcul. Les lois utilisées pour le béton et l'acier sont basées sur la mécanique de l'endommagement et la plasticité respectivement. Malgré sa simplicité, le modèle permet de modéliser de façon satisfaisante le comportement global des structures en béton armé sous chargements dynamiques. De plus, il est capable de reproduire qualitativement les tendances du schéma de fissuration et la position des zones d'endommagement.

Plus spécifiquement, notre participation dans le programme ECOLEADER se résume comme suit : Dans une première phase, des calculs pré - essais en statique (push-over) et en dynamique non linéaires ont été réalisés. Ils ont permis de vérifier le dimensionnement effectué et de choisir les séquences sismiques à appliquer à la maquette. Ensuite, nous avons participé à la réalisation de l'essai et au traitement des résultats. Nous avons procuré des simulations post - essais afin de valider la stratégie de modélisation choisie et effectué plusieurs études paramétriques. Les conclusions générales peuvent se résumer ci-dessous :

-Le modèle numérique permet de prédire correctement les aspects essentiels du comportement expérimental observé. Si la prédiction du comportement hors plan de la maquette reste problématique, du fait probablement du non - connaissance des caractéristiques réelles des supports de la table sismique, le comportement global dans la direction X est correctement décrit.

- Les résultats expérimentaux et numériques montrent combien est importante l'amplification dynamique de l'effort normal qui interagissant directement sur la valeur des moments ultimes. Les simulations indiquent que des détériorations par flambement des armatures peuvent en résulter, ce qui est en mesure de compromettre la sécurité de la structure prématurément. Même si la souplesse du support est un facteur conservatif, on ne peut ignorer totalement le phénomène, ce qui à l'heure actuelle est fait dans la conception courante. Les calculs non linéaires dynamiques sont les seuls capables d'évaluer les marges de variation de l'effort normal, d'étudier l'état des sections vis-à-vis de l'état ultime et de fournir ainsi les informations nécessaires dans la phase de conception.

- Le modèle numérique reproduit également correctement le mode de ruine local observé. L'endommagement est concentré à la base de la maquette et ceci plus dans les murs X que le mur Y. Pour les deux derniers niveaux de chargement, le modèle numérique prévoit la rupture de la section due aux importantes déformations de compression qui conduisent à l'écrasement du béton et probablement au flambement des aciers.

- Le dimensionnement de la maquette a conduit à un niveau ultime estimé à : $S_X = 0.5g$ et $S_Y = 0.25g$. Lors des essais, le niveau prévu a été atteint au test T3 ($S_X = 0.52g$ et $S_Y = 0.27g$), le test pour lequel s'est produit une première rupture de l'un des aciers à la base, à l'une des 4 extrémités des murs X. Malgré cela, les essais ont pu se poursuivre pour atteindre un niveau nettement plus élevé que celui attendu ($S_X = 0.84g$ et $S_Y = 0.50g$). Le concepteur a eu donc la « confirmation de la bonne aptitude de la méthode de dimensionnement des PS92 et de celle de l'EC8-1-1 à concevoir un bâtiment à murs porteurs faiblement armés et apte à résister à une agression sismique donnée » [Coin et al. 2005]. La comparaison avec des résultats déjà acquis lors d'études précédentes (CAMUS - CAMUS 2000) indique que le monolithisme généré par le concept de cellule contreventé est particulièrement favorable, c'est en partie cela qui conduit la structure à résister malgré des faiblesses locales apparues prématurément. Le concepteur pourrait faire usage de ces résultats expérimentaux et numériques afin d'augmenter, par exemple, le confinement des cadres pour être en mesure de s'opposer au flambement des aciers et d'augmenter par le fait la ductilité de la structure.

- Le modèle multifibre conduit à moindre coût (préparation, calcul et exploitation) à des résultats convaincants. Outil disponible pour l'ingénierie, il doit être considéré comme pouvant être utilisé en parallèle avec les méthodes classiques de dimensionnement et il est en mesure de conforter les décisions des concepteurs.

Concernant les perspectives, ce travail doit avoir encore des compléments. Premièrement, le comportement de l'acier utilisé est assez simple. Il sera intéressant et nécessaire d'utiliser une loi de comportement pour l'acier plus évoluée (le modèle Pinto - Menegotto par exemple). Deuxièmement, le modèle doit être validé sur différentes structures de type mur porteur avec contreventement. La présence du contreventement en béton à file ouverture a sans doute convoquée un comportement difficile à simuler. Une modélisation plus réaliste de la torsion est sans doute un point clé pour l'amélioration des résultats [Mazars et al. 2006]. Enfin, une telle stratégie de modélisation est un outil utilisable pour l'ingénierie d'autant qu'il est en passe d'être complété par un modèle représentant les effets de l'interaction sol - structure [Crémer 2001], [Crémer et al. 2001, 2002], [Grange 2005].

Références bibliographiques

- Albigès M., Goulet J.**, [1960]. “Contreventement des bâtiments”. Annales de l’Institut technique de bâtiment et des travaux publics, No 523, Mai.
- AFPS**, [2002]. “Le séisme de Molise (Italie) du 31 octobre 2002”. Rapport de mission de l’Association Française du génie parasismique.
- AFPS**, [2003]. “Le séisme de Bam (Iran) du 26 décembre 2003”. Rapport de mission de l’Association Française du génie parasismique.
- AFPS**, [2004]. “Le séisme des Saintes (Guadeloupe) du 21 novembre 2004”. Rapport de mission de l’Association Française du génie parasismique.
- BAEL 91.**, [1992]. “Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites”, section I du CCTG, 306 p.
- Bazant, Z.P.**, [1976]. “Instability, ductility and size effect in strain softening concrete”. *J. Engng. Mech. ASCE*, vol. 102, pp. 331-344.
- Bazant Z.P., Oh B.H.**, [1983]. “Crack band theory for fracture of concrete”. *Matériaux et construction*, 16, pp. 155-177.
- Bazant Z.P.**, [1986]. “Mechanics of distributed cracking”. *Appl. Mech. Rev.*, N°5, pp. 675-705, May.
- Bazant Z.P., Prat P.**, [1988]. “Microplane model for brittle plastic materials. I: Theory, II: Verification”. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 114, pp. 1672-1702.
- Bazant Z.P.**, [1994]. “Nonlocal damage theory based on micromechanics of crack interaction”. *Journal Engineering Mech. ASCE* 120, pp. 593-617.
- Bazant Z.P., Xiang Y., Prat. P.C.**, [1996]. “Microplane model for concrete. I: Stress-strain boundaries and finite strain, II: Data delocalization and verification”. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 122, pp. 245-262.
- Bazant Z.P., Planas J.**, [1997]. “Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle material”. CRC Press.
- Berthaud Y.**, [1988]. “Mesure de l’endommagement du béton par une méthode ultrasonore”. Thèse de doctorat, Université de Paris 6.
- Bisch P., Coin A.**, [2000]. “The CAMUS 2000 research”. 12th European conference on Earthquake Engineering, Paper reference 123, London.

- Bisch P., Coin A.**, [2005]. “Seismic behaviour of slightly reinforced walls”. 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake-Proceedings, Lisbon Portugal, pp. 518-522, cd paper no 93, 1-4 november.
- Bisch P., Coin A.**, [2006]. “Comportement sismique des murs banchés”. *Revue Européenne du génie civil*, vol 10/2, pp137-164.
- Bousias N., Verzeletti G., Fardis N., Gutierrez E.**, [1995]. “Load-path in column biaxial bending with axial force”. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol 121, No.5, May, pp. 596-605.
- Brachet T., Coin A., Gantenbein F., Mazars J., et al.**, [1994]. “Opération CASSBA Conception et analyse sismique des structures en béton armé”. *Annales de l’Institut technique de bâtiment et des travaux publics*, No 523, Série : Technique générale de la construction 150, 91p.
- CAFEEL-ECOEST/ICONS.**, [2001]. “Thematic report N.5. Shear Walls Structures”. Editors J.M. Reynouard, M.N. Fardis, gen. eds R. T. Severn and R. Bazzurro (LNEC, ISBN 972-49-1891-2) September.
- Chambon R., Caillerie D., El Hassan N.**, [1996]. “Etude de la localisation unidimensionnelle à l'aide d'un modèle de second gradient”. *C.R.A.S-Série II b*, vol. 323, pp. 231-238.
- Chen W.F.**, [1982]. “Plasticity in reinforced concrete”. New York: McGraw-Hill Bookstore, 1982, 456p.
- Clough R.W.**, [1966]. “Effects of stiffness degradation on earthquake ductility requirements”. Report No. 6614, Struct. and Mat. Res., University of California, Berkeley.
- Coin A.**, [2000]. Recherche CAMUS. “Rapport final, Présentation générale, Conclusions et perspective”. Ministère Français de l’Equipement (Plan Génie Civil), Convention 9670011, 22p.
- Coin A., Bisch P.**, [2005]. “Programme ECOLEADER”. Rapport de fin de recherche, FFB et ZGF-BTM, 8 mars.
- Combescure D.**, [1996]. “Modélisation du comportement sismique des structures portiques comportant des murs de remplissage”. Thèse de doctorat ECP préparée au JRC Ispra, Octobre.

- Combescure D., Chaudat Th.**, [2000]. "ICONS European program seismic tests on R/C bearing walls. CAMUS III specimen". Rapport DMT, SEMT/EMSI/TR/00-014/A, CEA Saclay.
- Corn S.**, [1988]. "Simplification de modèles éléments finis de structures à comportement dynamique de poutre". Thèse de doctorat, UFR des sciences et techniques de l'université Franche - Comté.
- Cowper G.R.**, [1966]. "The shear coefficient in Timoshenko's beam theory". *ASME Journal of applied Mechanics*, 33, pp. 335-340.
- Crémer C.**, [2001]. "Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme". Thèse de doctorat, ENS Cachan.
- Crémer C., Pecker A., Davenne L.**, [2001]. "Cyclic macro element of soil structure interaction: material and geometrical non-linearities". *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, september, pp. 1257-1284.
- Crémer C., Pecker A., Davenne L.**, [2002]. "Modelling of non linear dynamic behaviour of a shallow strip with macro element". *Journal of Earthquake Engineering*, vol 6, n°2, pp.175-211.
- Crisfield M.A., Wills J.**, [1989]. "Analysis of R/C panels using different concrete model". *Journal Engineering Mechanics*, 115(3), pp. 578-597.
- Crisfield M.A.**, [1991]. "Nonlinear Finite Element analysis of solids and structures". Vol I, John Wiley, Chichester.
- Davenne L., Brenet C.**, [1998]. "Macro élément de poutre en béton armé". Rapport interne LMT Cachan, N°210, juin.
- Davidovici V.**, [1985]. "Génie parasismique". Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- De Ville de Goyet V.**, [1989]. "L'analyse statique non linéaire par la méthode des éléments finis des structures spatiales formées de poutres à section non symétrique". Thèse de doctorat, Université de Liège.
- Donea J., Lamain L.G.**, [1987]. "A modified representation of transverse shear in C° quadrilateral plate element". *Int. Journal Num. Meth. Engineering*, vol 63, pp. 183-207.
- Dubé J.F.**, [1997]. "Modélisation multicouche des voiles en béton armé". *Revue Française de Génie Civil*, vol.1, numéro 2, pp. 285 -307, juin.

- Elachachi,** [1992]. “Sur l’élaboration d’une méthode simplifiée d’analyse des structures de génie civil par macro élément”. Thèse de doctorat, Université Paris VI.
- Fléjou J.CL,** [1993]. “Comportement dynamique des structures de génie civil avec liaison demi -rigide”. Thèse de doctorat, Université Paris VI.
- Filippou F.C.,** [1996]. “Nonlinear static and dynamic analysis for evaluation of structures”. 3rd European Conference on Structural Dynamics Eurodyn 96, Florence, Italy, pp. 395-402.
- Friedman Z., Kosmatka J.B.,** [1993]. “An improved two-node Timoshenko beam finite element”. *Computers and Structures*, vol 47, no 3, pp. 473-481.
- Ghavamian S., Mazars J.,** [1998]. “Stratégie de calculs simplifiés pour l’analyse du comportement des structures en BA : le code EFICOS”. *Revue Française de Génie Civil*, vol.2, numéro 1, pp. 61-90, janvier.
- Ghavamian S., Davenne L., Gatuingt F.,** [2002]. “Elément de poutre multifibre (droite)”. Fascicule R3.08 - Document Code Aster.
- Gopalaratnam V.S., Shah S.P.,** [1985]. “Softening response of plain concrete in direct tension”. *ACI Materials Journal*, Vol 82, n°3, pp. 310-323.
- Grange S., Mazars J., Kotronis P.,** [2005]. “Soil-Structure interaction under seismic loading: a simplified approach”. ALERT Workshop, Aussois, Org. ALERT-Geomaterials (communication without proceedings), 10-12 Oct.
- Guedes J., Pégon P., Pinto A.,** [1994]. “A fibre Timoshenko beam element in CASTEM 2000”. Special publication Nr. I.94.31, J.R.C., I-21020, Ispra, Italy.
- Guitierrez E., Magonette G., Verzletti G.,** [1993]. “Experimental studies of loading rate effects on reinforced concrete columns”. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 119, No.5, May, pp. 887- 904.
- Hrennikoff A.,** [1941]. “Solution of problems of elasticity by the Framework Method”. *Journal of Applied Mechanics*, A169-175.
- Ibrahimbegovic N., Frey F.,** [1992] “Finite element analysis of linear and non linear deformations of elastic initially curved beams”. LSC internal report 92/02, January, Lausanne.

- Ile N.**, [2000]. “Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l’expérimentation et de la modélisation à la conception”. Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Ile N., Reynouard J.M.**, [2000] “Non linear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading”. *Journal of earthquake Engineering*, Vol.4, N° 2, pp. 183-213.
- Ile N., Reynouard J.M.**, [2005]. “Analyse modale de la maquette française testée sur la table sismique du LNEC”. Rapport provisoire du projet ECOLEADER.
- Jirásek M.**, [2004]. “Non-local damage mechanics with application to concrete”. *Revue française de génie civil*, 8 (2004), pp. 683-707.
- Kachanov L.M.**, [1958]. “On Creep Rupture Time”. *Proc. Acad. Sci., USSR, Div. Eng. Sci.*, 8, pp. 26–31.
- Kachanov L.M.**, [1986] “Introduction to Continuum Damage Mechanics”. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Karsan P., Jirsa J.O.**, [1969]. “Behavior of concrete under compressive loading”. *Journal of Structures Div.*, Vol 95, pp 2543-2563.
- Kotronis P.**, [2000]. “Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D”. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- Kotronis P., Mazars J., Davenne L.**, [2003]. “The equivalent reinforced concrete model for simulating the behaviour of shear walls under dynamic loading”. *Engineering Fracture Mechanics*, issues 7-8, pp. 1085-1097.
- Kotronis P., Davenne L., Mazars J.**, [2004]. “Poutre 3D multifibre Timoshenko pour la modélisation des structures en béton armé soumises à des chargements sévères”. *Revue Française de Génie Civil*, vol. 8, issues 2-3, pp. 329-343.
- Kotronis P., Mazars J.**, [2005a]. “Simplified modelling strategies to simulate the dynamic behaviour of R/C walls”. *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 9, issue 2, pp. 285-306.
- Kotronis P., Mazars J., Nguyen X.H., Ile N., Reynouard J.M.**, [2005b]. “The seismic behaviour of reinforced concrete structural walls: Experiments and modeling”. 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake-Proceedings, Lisbon Portugal, pp. 441-445, cd paper no 86, 1-4 november.

- Kotronis P., Ragueneau F., Mazars J.**, [2005c]. “A simplified modelling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design”. *Engineering Structures*, vol. 27, issue 8, pp. 1197-1208.
- La Borderie C.L.**, [1991]. “Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l’analyse des structures en béton”. Thèse de doctorat, Université Paris 6.
- La Borderie C.L.**, [2003]. “Stratégies et Modèles de calculs pour les structures en béton”. Habilitation à diriger des recherches, Université de Pau et des Pays de l’Adour.
- Lemaitre J., Chaboche J.L.**, [1986]. “Mécanique des matériaux solides”. 2^e édition, Dunod.
- Lemaitre, J.**, [1992]. “A Course on Damage Mechanics”. Springer-Verlag, Berlin.
- LNEC.**, [2004]. “Shaking Table tests on lightly reinforced structural walls in low to moderate seismicity areas, Construction of the Slovenian and French models”, *NOTA TECNICA* N0 8/2004 – NESDE/DE, Octobre.
- Lorrain M.**, [1974]. “Contribution à l’étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton”. Thèse de doctorat, Université de Toulouse.
- Marcio J., Calixto F.** [2002] “Microcracking of High Performance Concrete Subjected to Biaxial Tension - Compression Stresses”. *Mat. Res.*, vol.5, no.3, pp. 295-299.
- Mazars J.**, [1984]. “Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure”. Thèse de doctorat d’état, Université Paris 6.
- Mazars J.**, [1986]. “A description of micro- and macroscale damage on concrete structures”. *Journal of Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 25, 5-6, pp. 729-737.
- Mazars J., Pijaudier-Cabot G.** [1989]. “Continuum damage theory - application to concrete. *Journal of Engineering Mechanics*”. 115(2), pp. 345–365.
- Mazars J., Berthaud Y., Ratami S.**, [1990]. “The unilateral behaviour of damage concrete”, *Journal of Engineering Fracture Mechanics*”. Vol. 35, 4-5, pp. 629-635.
- Mazars J.**, [1998]. “French advanced research on structural walls: An overview on recent seismic programs”. Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Opening lecture; ed. Ph. Bisch et al. Balkema Rotterdam, 21-41, Paris.

- Mazars J., Davenne L., Kotronis P., Ragueneau F., Casaux G.,** [2002a]. “A 3D fiber beam element analysis for R/C structural walls: experiment and modelling”. 12th European Conference on Earthquake Engineering, cd paper no 751, London 9-13 September.
- Mazars J., Kotronis P., Davenne L.,** [2002b]. “A new modelling strategy for the behaviour of shear walls under dynamic loading”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 31, issue 4, pp. 937-954.
- Mazars J., Ragueneau Fr., Casaux G., Colombo A., Kotronis P.,** [2004]. “Numerical modelling for earthquake engineering: the case of lightly RC structural walls”. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, issues 7-8, pp. 857-874.
- Mazars J., Nguyen X.H., Kotronis P., Ile N., Reynouard J.M.,** [2005]. “Rapport final: Etude sur le fonctionnement sismique de structures à mur à cellules contreventées”. Contrat DRAST, No.04MGC 5 07, novembre.
- Mazars J., Kotronis P., Ragueneau F., Casaux G.,** [2006]. “Using multifiber beams to account for shear and torsion. Applications to concrete structural elements”. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* (available online 10 November 2005, in print).
- Menegotto M., Pinto P.E.,** [1973]. “Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non elastic behavior of elements under combined normal force and bending”. IABSE symp. on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Final Report, Lisbon.
- Merabet O.,** [1990]. “Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement et cycliques”. Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Mestat P., Prat M. et al.,** [1995]. “La modélisation des ouvrages”. Hermès publications, Paris.
- Millard A. et al.,** [1991]. “Comportement cyclique et dynamique des structures en béton armé”. GREGO Géomatériaux, Rapport scientifique, Reynouard J.M (ed) pp. 413-452.
- Monti G., Nutti C.,** [1992]. “Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling”. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, no 12, Dec, pp. 3268-3284.
- Nadai A.,** [1950]. “Theory of flow and fracture of solids”. Vol. 1, 2nd Ed., McGraw-Hill.

- NF P 06 013.**, [1995]. “Règles de construction parasismique”. Règles PS applicable aux bâtiments dites PS 92, AFNOR.
- NF P 06 031-3.**, [2001]. Eurocode 8 “Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d’application national”. Partie 1-3 : Règles particulières aux différents matériaux et éléments, AFNOR.
- Ngo D., Scordelis A.C.**, [1967]. “Finite elements analysis of reinforced concrete beams”. *Journal Am. Concrete Inst*, 64(14), pp. 152-163.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P.**, [2005a]. “Analyse prévisionnelle du comportement sismique d’une structure en béton à murs contreventés”. Colloque National MECAMAT, Aussois 24-28 Janvier, Org. Groupe Français de Mécanique des Matériaux, C.Génin, F.Hild, L.Rota et le Pôle Francilien de Dynamique.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P.**, [2005b]. “Modélisation des structures en béton armé par élément de poutre multifibre”. Congrès Français Mécanique, Troyes 29 Août- 3 Septembre, cd n° 315.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P., Ile N., Reynouard J.M.**, [2006a]. “Some aspects of local and global behaviour of RC structures submitted to earthquake - Experiments and modelling”. EURO-C 2006 Computational Modelling of Concrete Structures edited by G. Meschke, R. de Borst, H. Mang, N. Bicanic, 27th-30th March, Mayrhofen, Tyrol, Austria pp. 757-766, 2006- Austria, 27-30 March.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P.**, [2006b]. “Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé”. *Revue Européenne de Génie Civil*, vol. 10, N° 3, pp. 361-373.
- Nilson A.H.**, [1968]. “Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method”. *Journal Am. Concrete Inst*, 65(9), pp. 757-766.
- Ozbolt J., Bazant Z.P.**, [1996]. “Numerical smeared fracture analysis; Non local microcrack interaction approach”. *Int. Journal Numeric Methods Engineering*, Vol 55, pp. 635-661.
- Ottosen N.S.**, [1979]. “Constitutive model for short time loading of concrete”. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol 105, pp. 127-141.
- Owen D.R.J., Hilton E.**, [1980]. “*Finite element in plasticity: Theory and practice*”. Pineridge Press Ltd, Swansea, England.

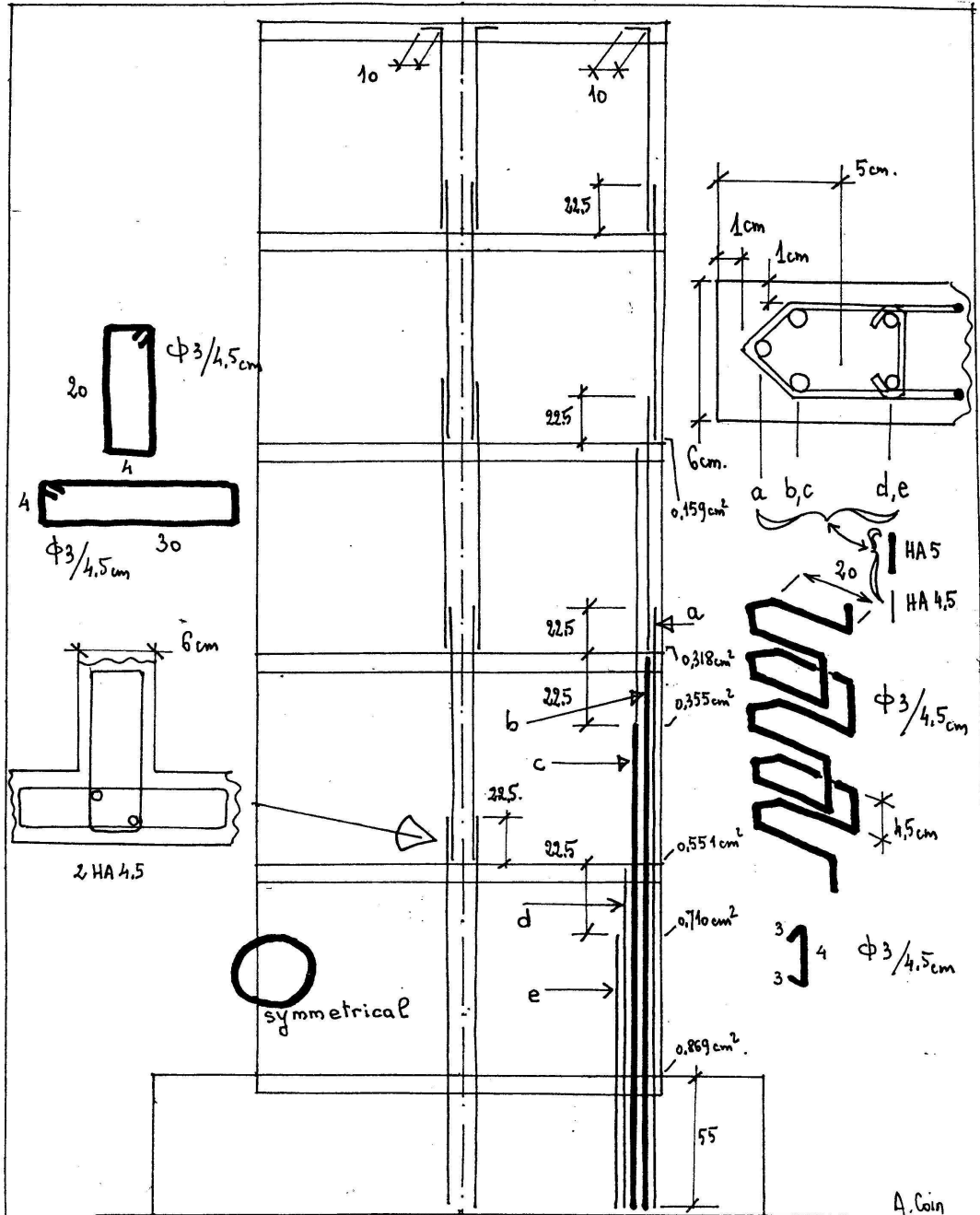
- Pegon P.**, [1994]. “A Timoschenko simple beam element in CASTEM 2000”. Special publication Nr. I.94.04. Report J.R.C, I-21020 Ispra, Italy.
- Petrangeli M., Pinto P.E., Ciampi V.**, [1999]. “Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: Theory”. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 125, pp. 994-1001, No. 9, September.
- Pijaudier-Cabot G., Bazant ZP.** [1987]. “Nonlocal Damage Theory”. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 113, N° 10, pp. 1512-1533.
- Przemieniecki J.S.**, [1985]. “Theory of matrix structural analysis”. Dover Pubns, October.
- Ragueneau F., La Borderie C., Mazars J.**, [2000]. “Damage model for concrete-like materials coupling cracking and friction, contribution towards structural damping: first uniaxial applications”. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, volume 5(8), pp. 607-625.
- Ramtani S.**, [1990]. “Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral”. Thèse de doctorat, Université Paris 6.
- Saanouni K.**, [2003]. “Numerical Modelling in Damage Mechanics (Innovative Technology Series)”. Lavoisier ed.
- Site web AFPS.** <http://www.afps-seisme.org>
- Site web Code Aster.** www.code-aster.com
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F.**, [1996a]. “Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 25, issue 7, pp. 711-725.
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F.**, [1996b]. “Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. II: Applications”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 25, issue 7, pp. 727-742.
- Stolarski H., Belyschko.**, [1983]. “Shear and membrane locking in C° elements”. *Computers and methods in applied mechanics and engineering*, vol. 41, Issue 3, December, pp. 279-296.
- Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N.**, [1970]. “Reinforced concrete response to simulated earthquake”. *Journal of Eng.Div.*, ASCE, vol. 96, N°ST12, pp. 2557 - 2573.
- Taylor G.I.**, [1938]. “Plastic strain in metals”. *J. Inst Metals*, London 62, pp. 307-324.

- Taylor R.L.**, [2000]. “FEAP: A finite element analysis program, version 7.3 manual”.
University of California, Berkeley.
- Terrien M.**, [1980]. “Emission acoustique et comportement mécanique post critique d’un
béton sollicité en traction” Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp.
65-72.
- Willam K., Pramono E., Sture S.**, [1987]. “Fundamental issues of smeared crack models”.
Proc. SEMRILEM Int. Conf. on Fracture of concrete and rock, S.P. Shad and S.E.
Swartz (Eds), SEM, Berthel, pp.192-207.

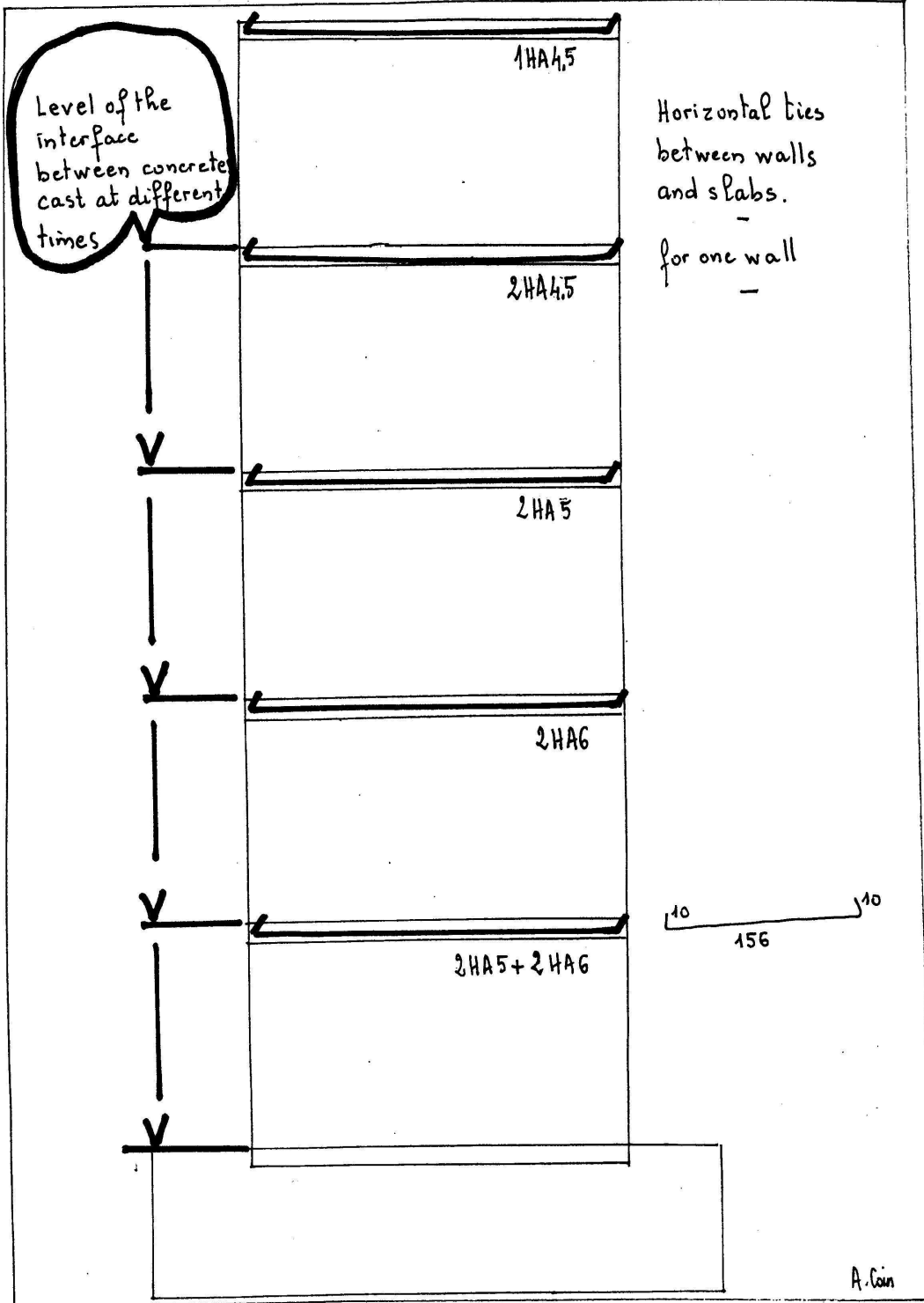
Annexes

Annexe 1 : Programme ECOLEADER- Plans de ferrailage de la maquette

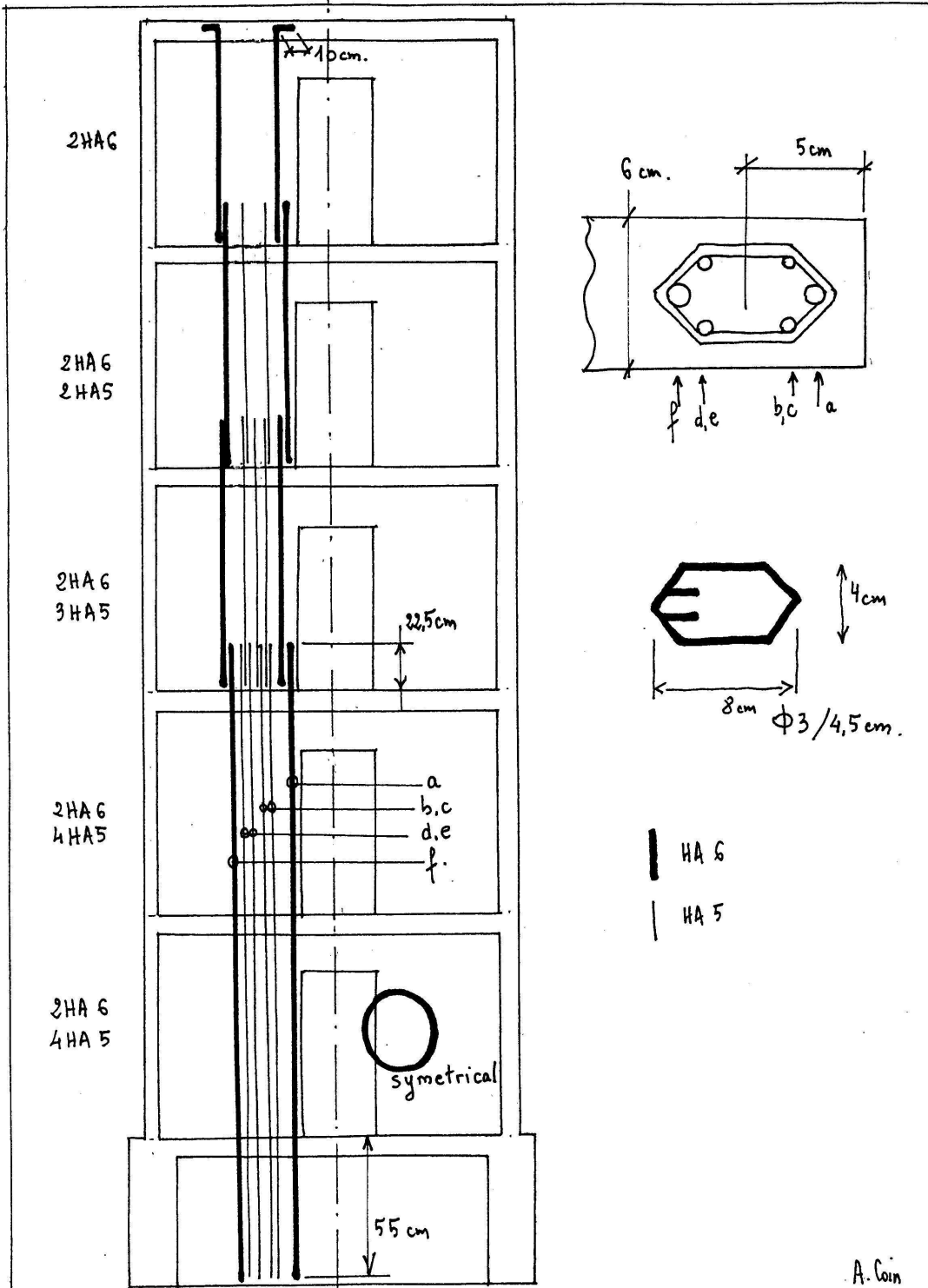
research	ELEMENT : TRANSVERSAL WALLS X	N°	date	modification
SAFERR		05	22/9/02	
	DOCUMENT : MAIN REINFORCEMENTS and VERTICAL TIES			
mock up				
EC8 ; French				



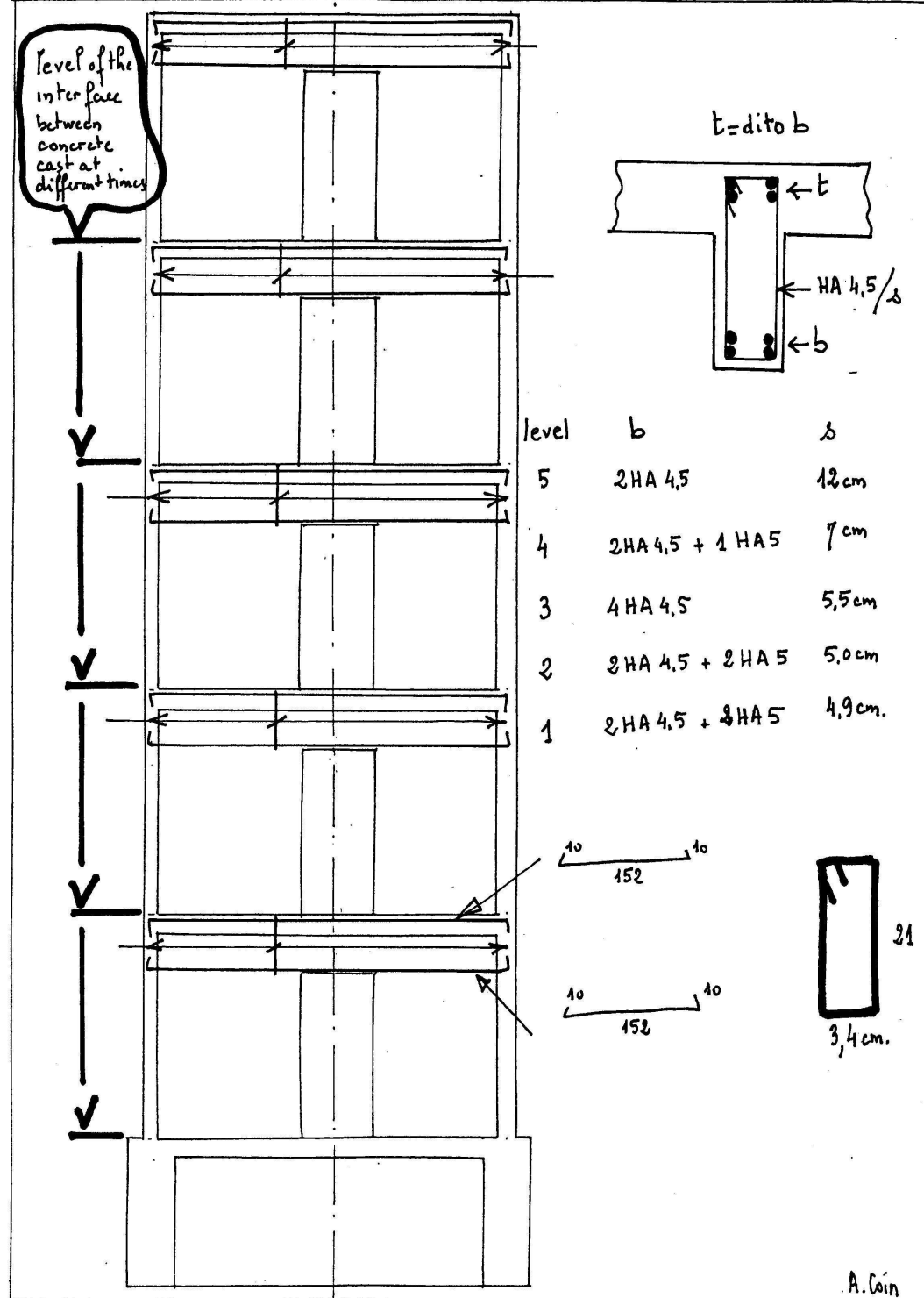
research	ELEMENT : TRANSVERSAL WALLS X	N°	date	modification
SAFERR		06	22/9/02	
	DOCUMENT : HORIZONTAL TIES			
mock up				
EC8 ; French				



research	ELEMENT : LONGITUDINAL WALL Y.	N°	date	modification
SAFERR		07	22/9/02	
	DOCUMENT : TIES ALONG THE			
mock up	OPENINGS			
EC8 ; French				

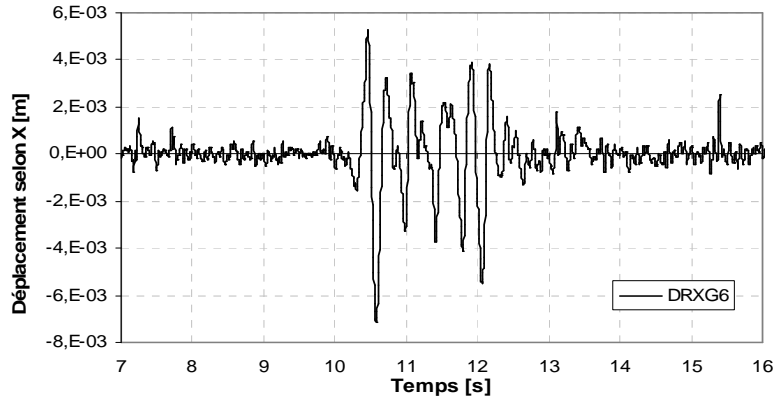


research	ELEMENT : LONGITUDINAL WALL Y	N°	date	modification
SAFERR		08	22/9/02	
	DOCUMENT : LINTELS			
mock up				
EC8 ; French				

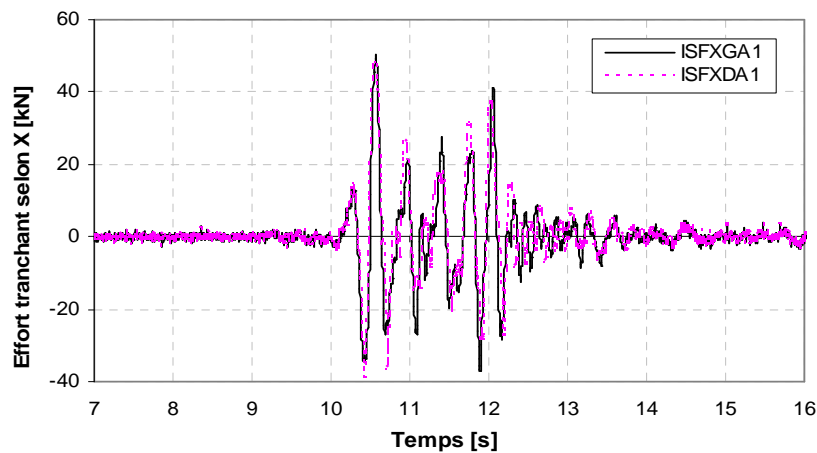


Annexe 2 : Programme ECOLEADER- Résultats expérimentaux

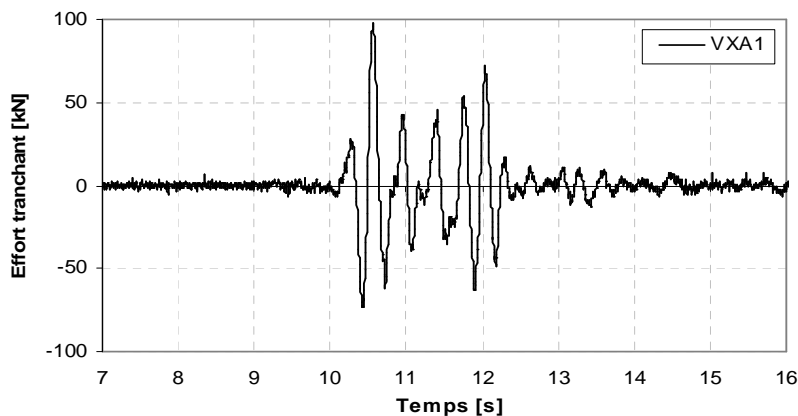
Remarque : Un filtre entre 0.1 Hz et 15 Hz a été appliqué aux déplacements absolus afin de faire disparaître le bruit numérique.



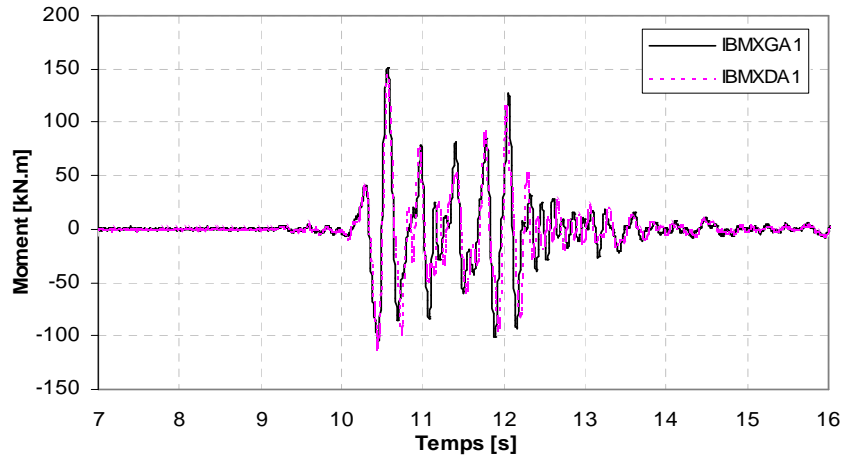
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête selon X du mur XG (test T0)



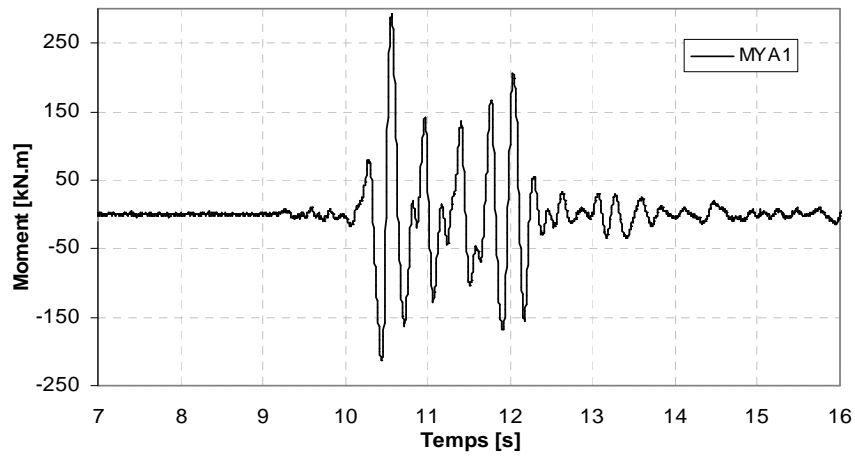
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant selon X au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (ISFXGA1) et le mur XD (ISFXDA1) (test T0)



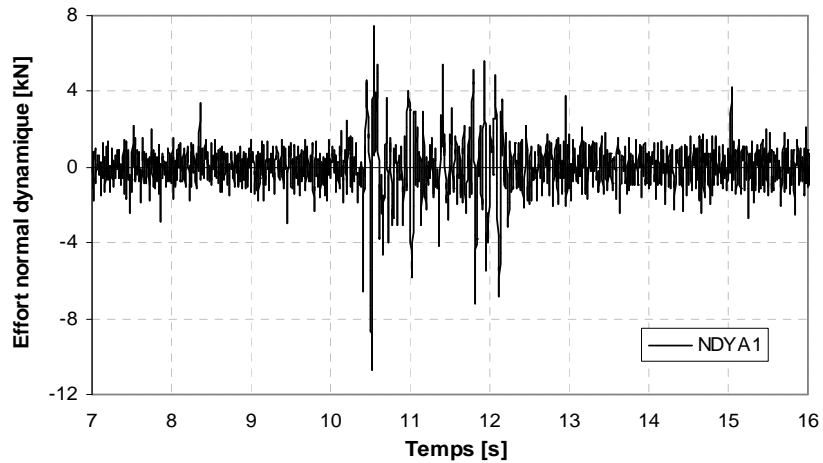
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global selon X au-dessus du niveau 1(test T0)



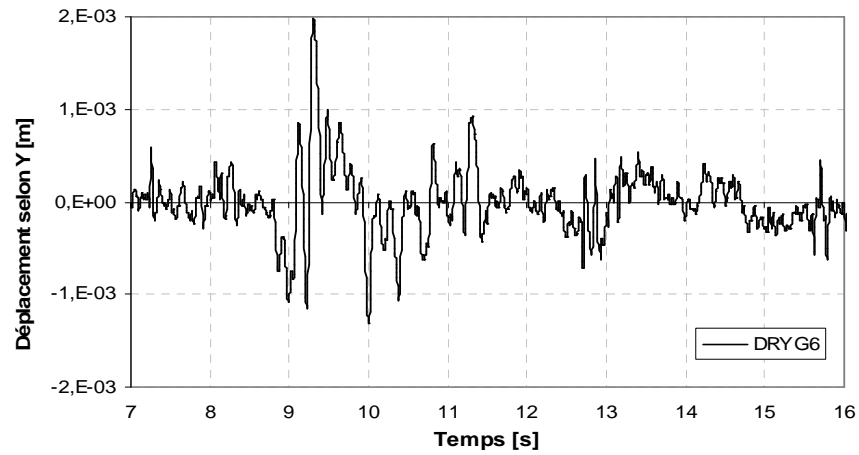
Maquette ECOLEADER : Moment flexion autour Y au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (IBMXGA1) et le mur XD (IBMXDA1) (test T0)



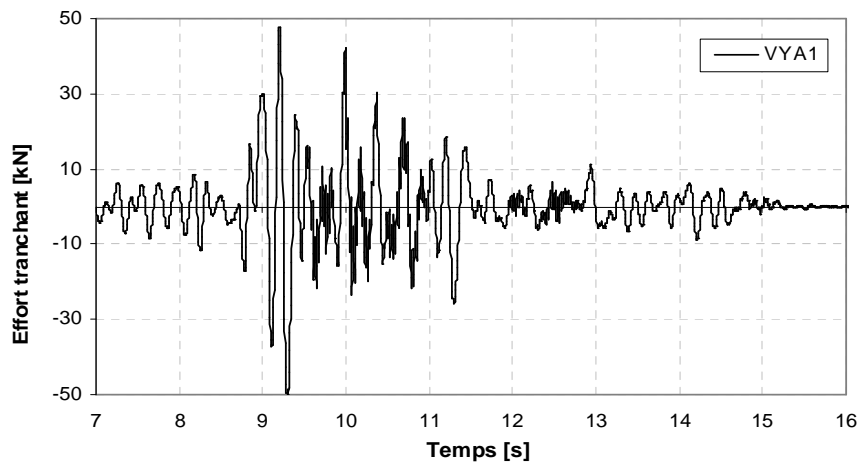
Maquette ECOLEADER : Moment flexion global autour X au-dessus du niveau 1(test T0)



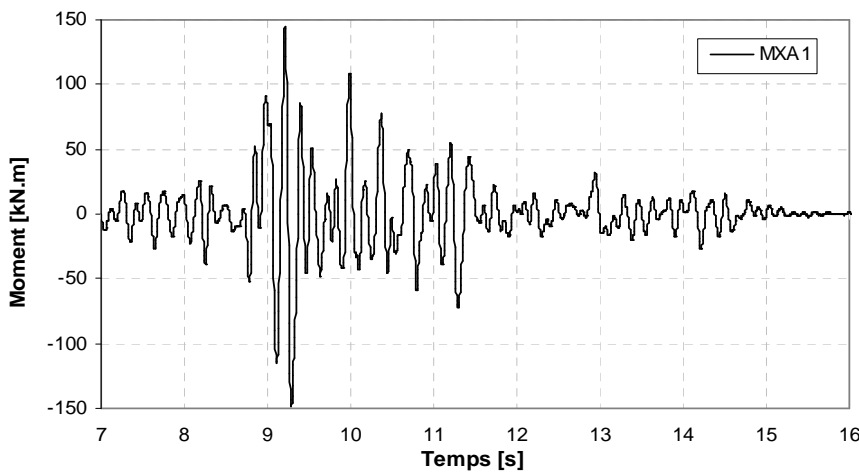
Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1(test T0)



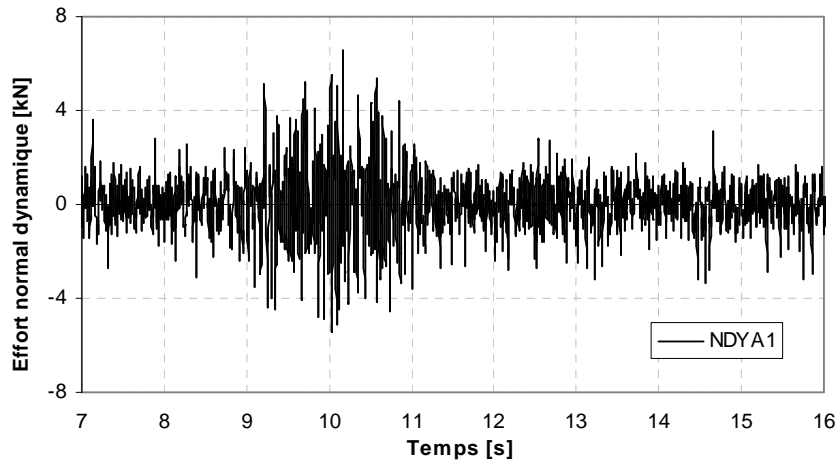
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif selon Y entre les niveau 6 et 2 (test T1)



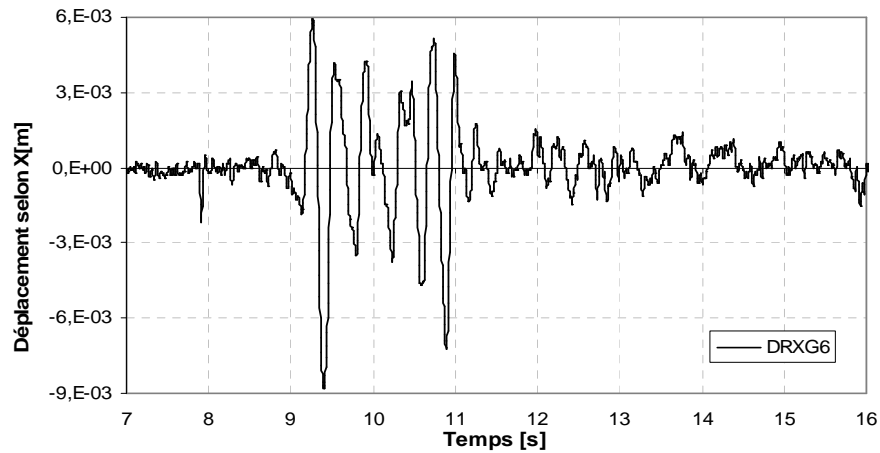
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global selon Y au-dessus du niveau 1(test T1)



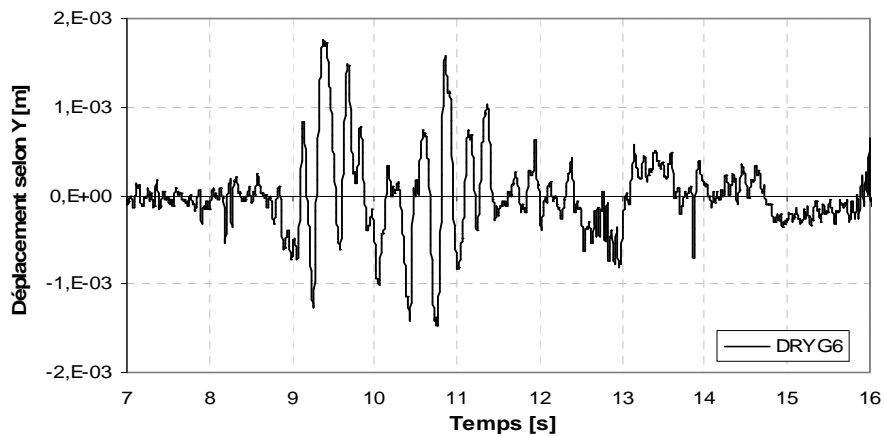
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour Y au-dessus du niveau 1(test T1)



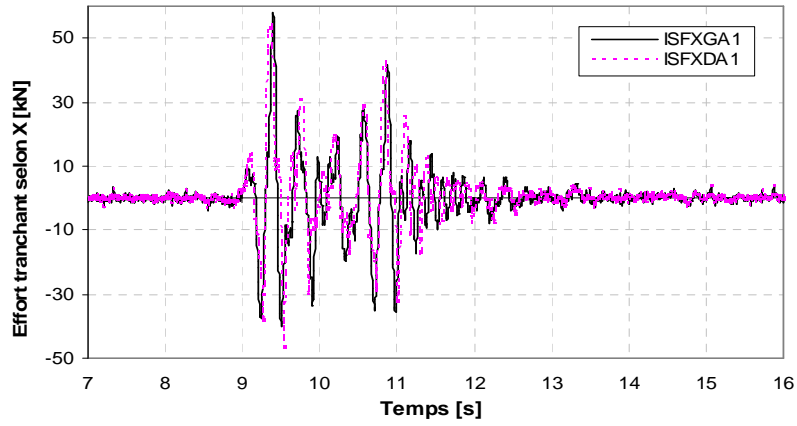
Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1(test T1)



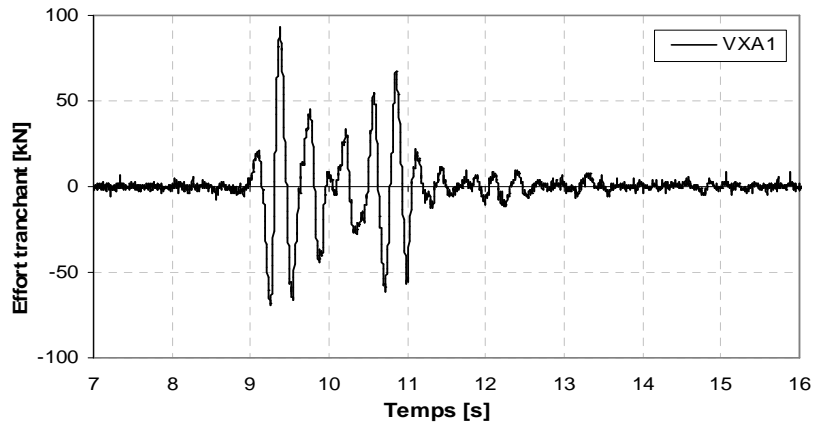
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction X) (test T2)



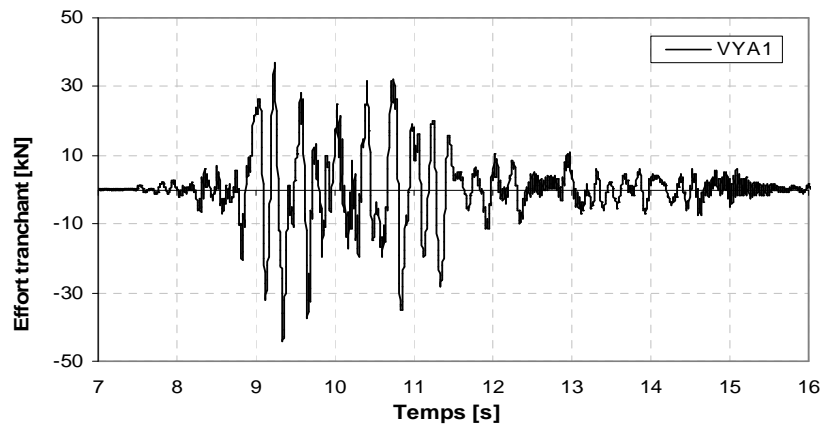
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction Y) (test T2)



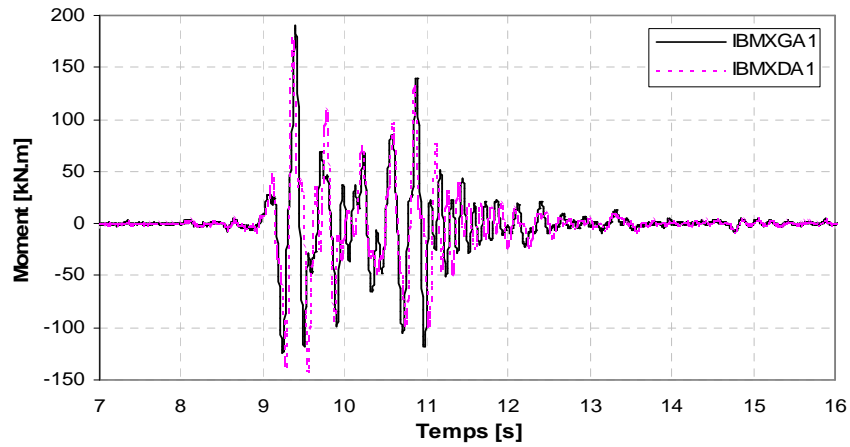
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant selon X au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (ISFXGA1) et le mur XD (ISFXDA1) (test T2)



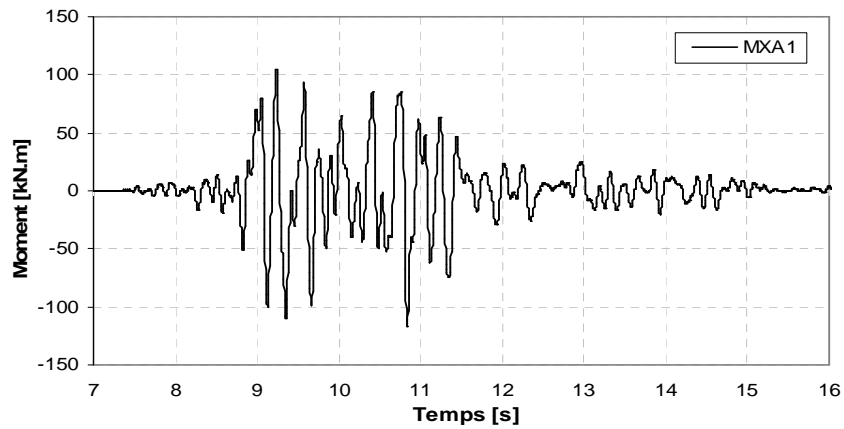
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction X) (test T2)



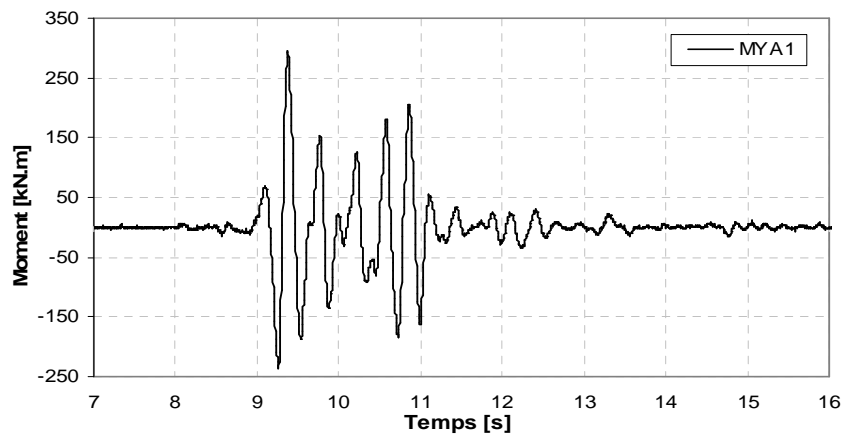
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction Y) (test T2)



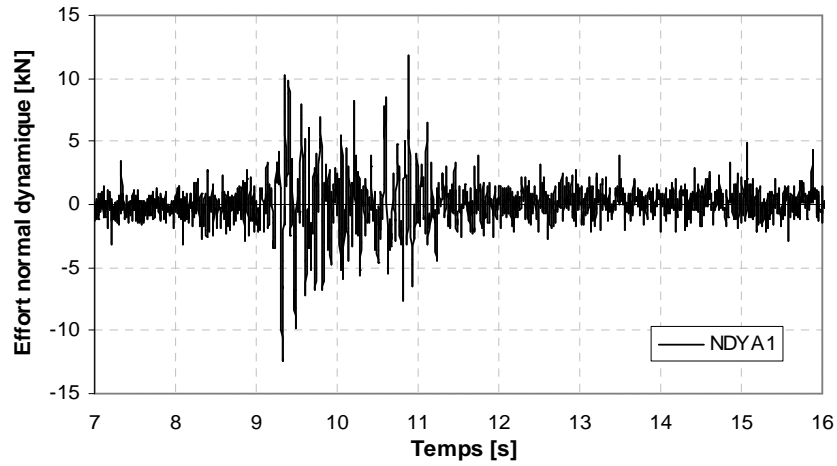
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion autour Y au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (IBMXGA1) et le mur XD (IBMXDA1) (test T2)



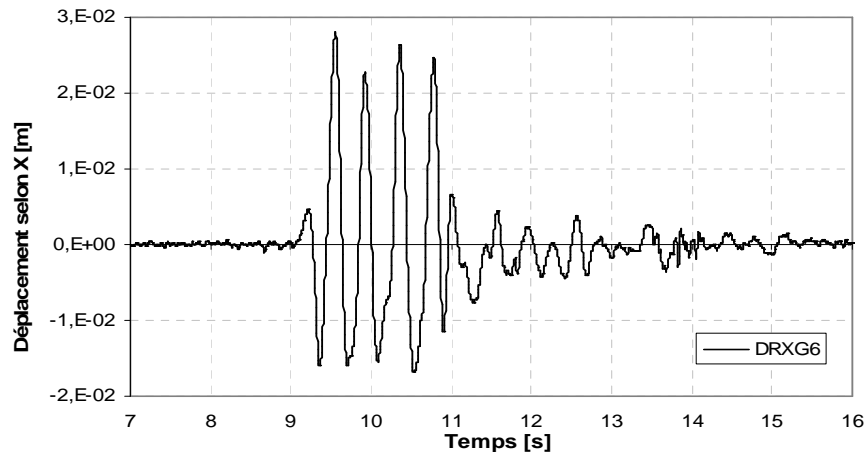
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour Y au-dessus du niveau 1 (test T2)



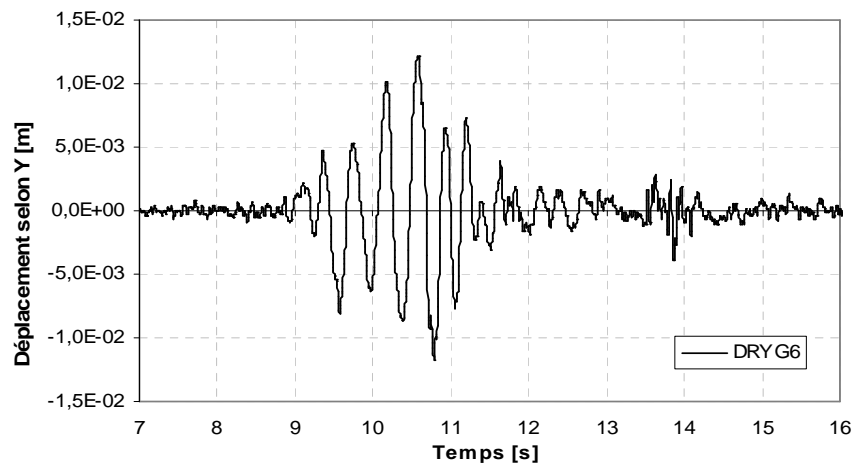
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour X au-dessus du niveau 1 (test T2)



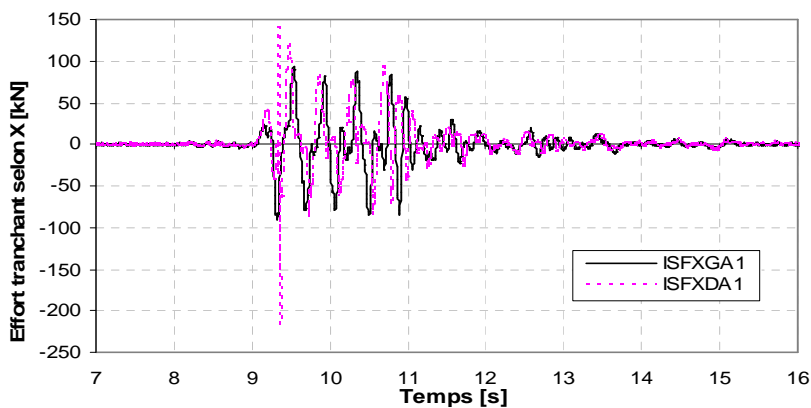
Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1(test T2)



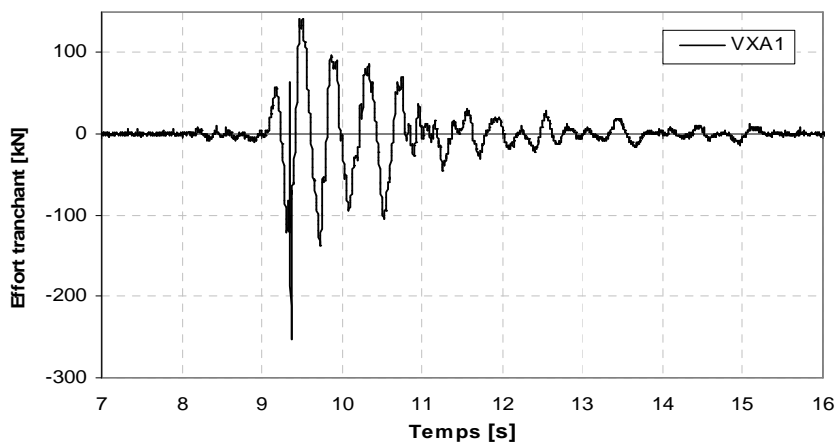
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction X) (test T3)



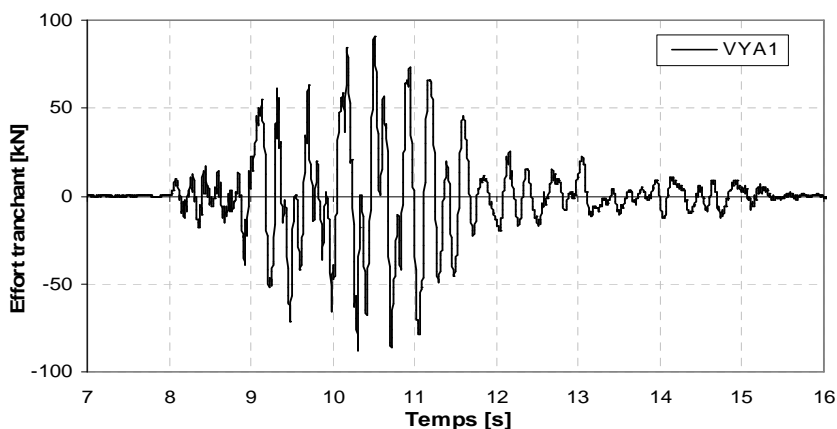
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction Y) (test T3)



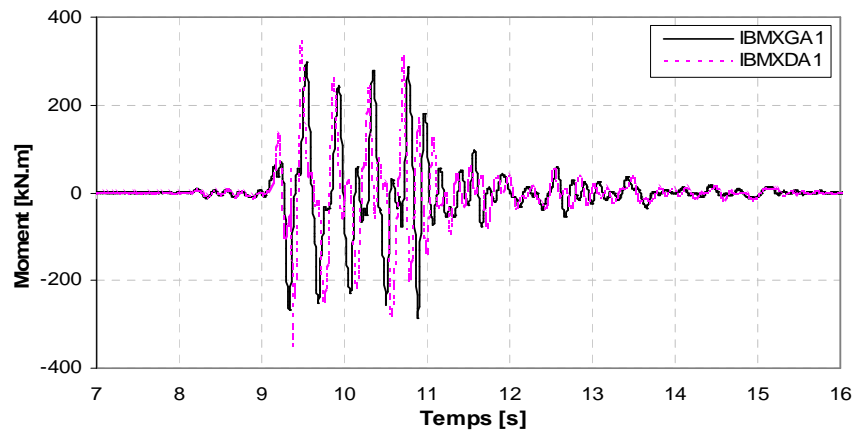
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant selon X au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (ISFXGA1) et le mur XD (ISFXDA1) (test T3)



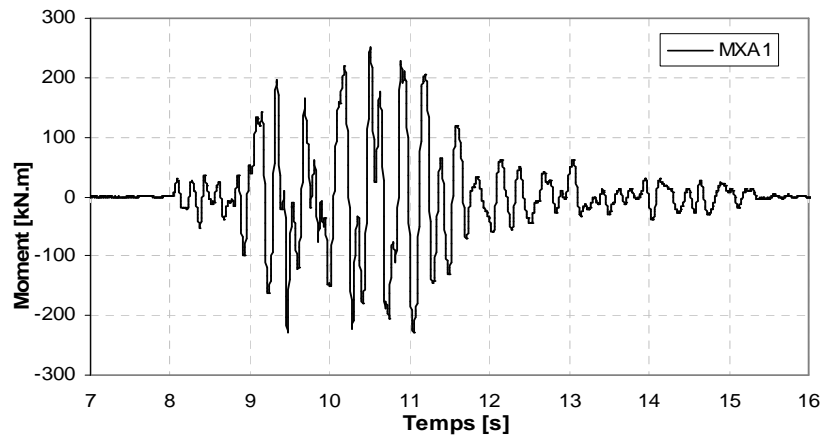
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction X) (test T3)



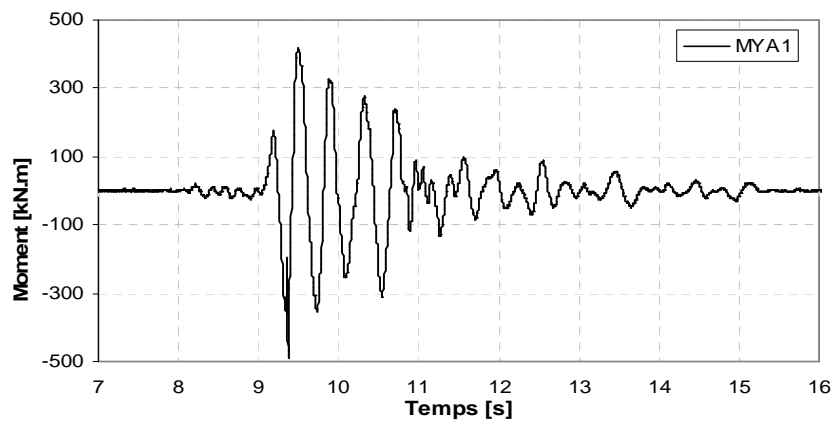
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction Y) (test T3)



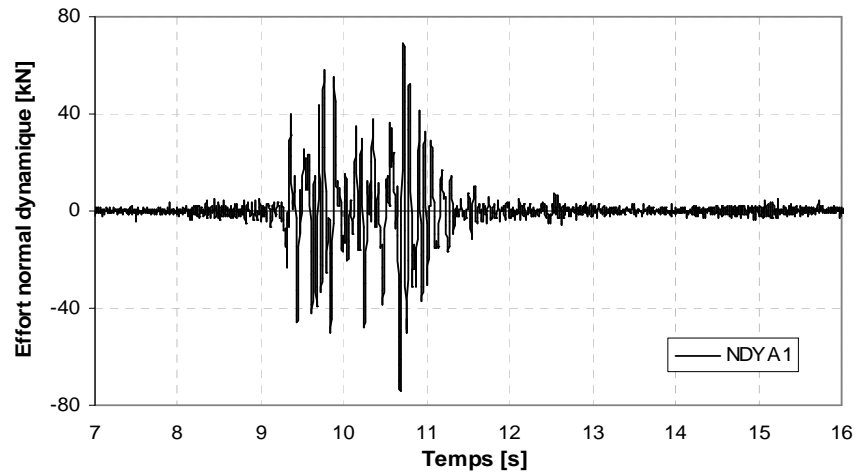
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion autour Y au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (IBMXGA1) et le mur XD (IBMXDA1) (test T3)



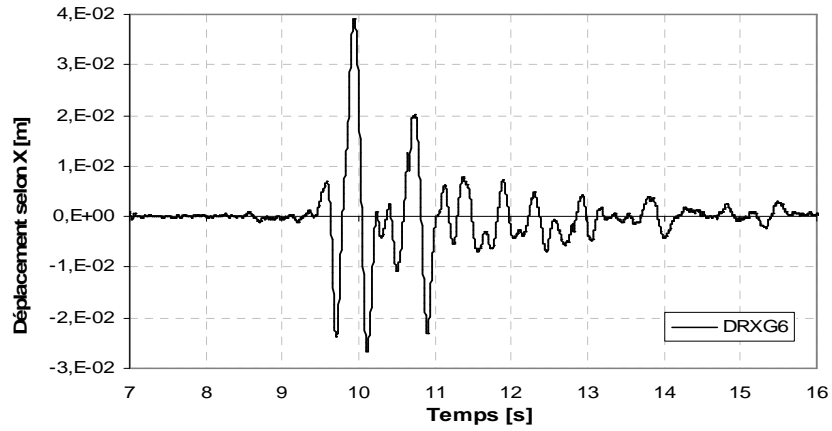
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour Y au-dessus du niveau 1 (test T3)



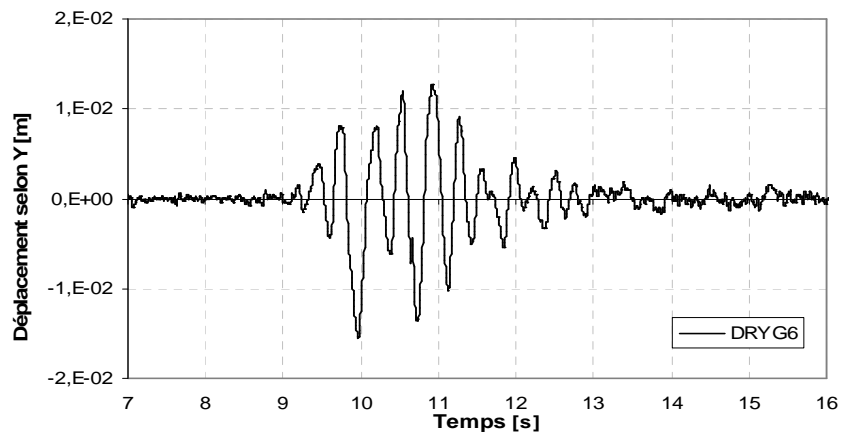
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour X au-dessus du niveau 1 (test T3)



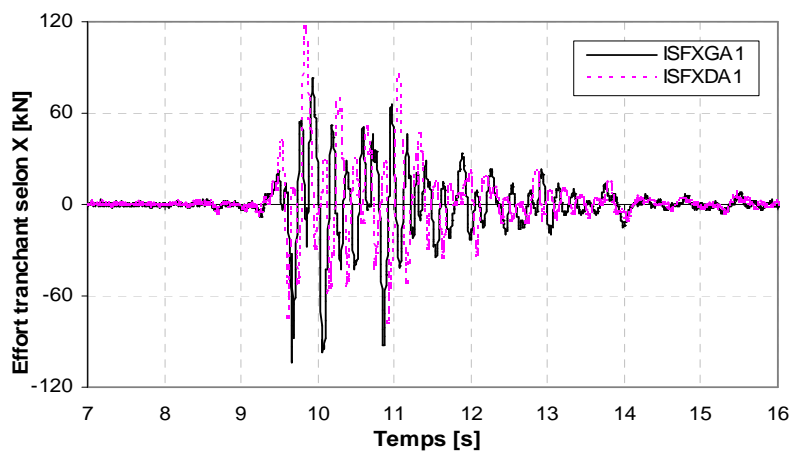
Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1 (test T3)



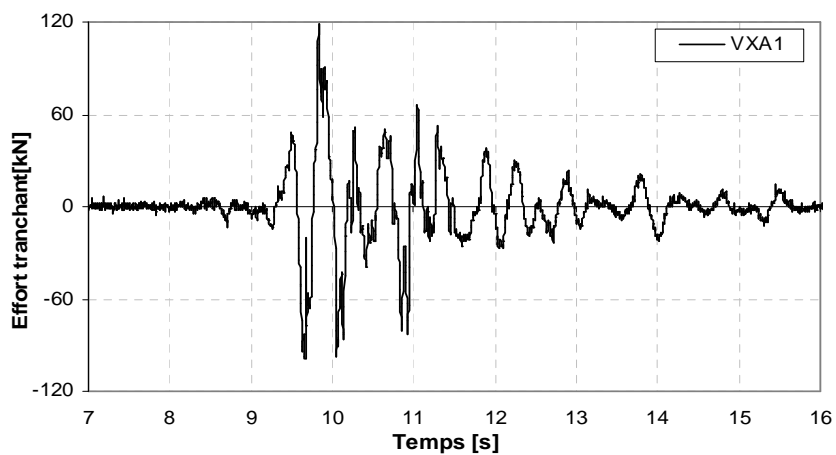
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction X) (test T4)



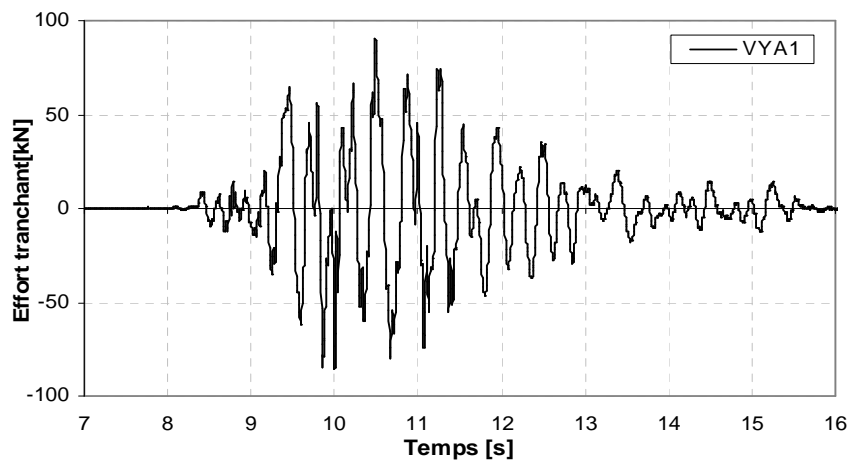
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction Y) (test T4)



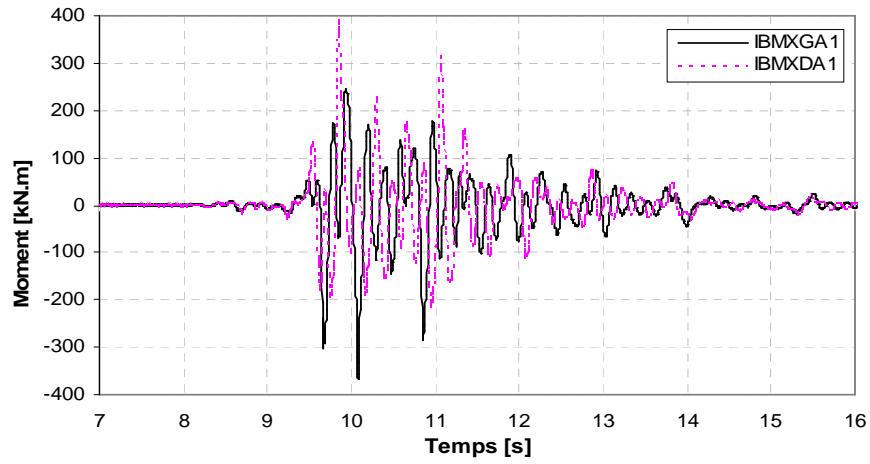
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant selon X au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (ISFXGA1) et le mur XD (ISFXDA1) (test T4)



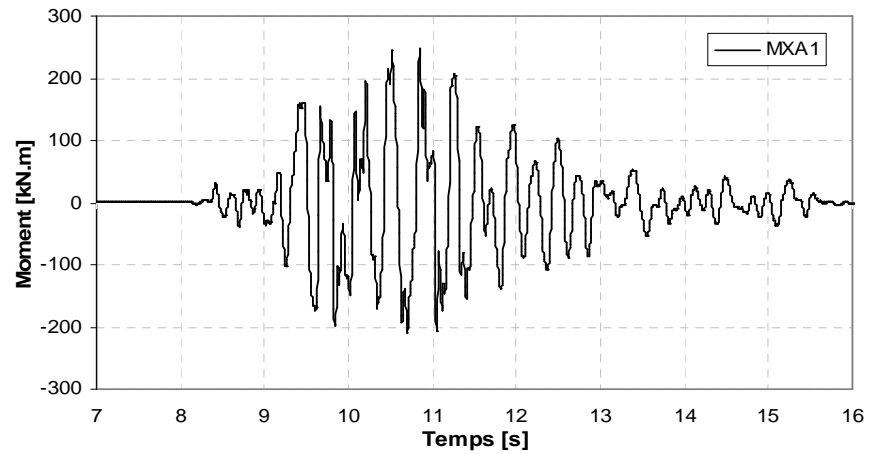
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction X) (test T4)



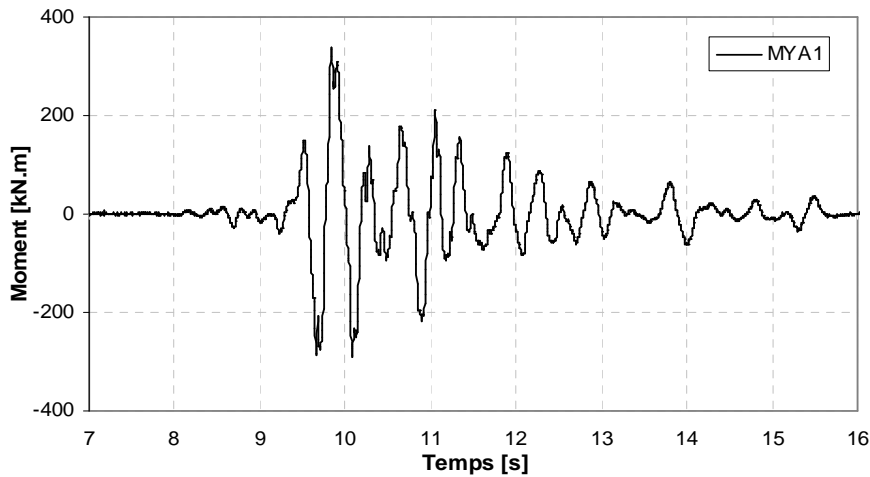
Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction Y) (test T4)



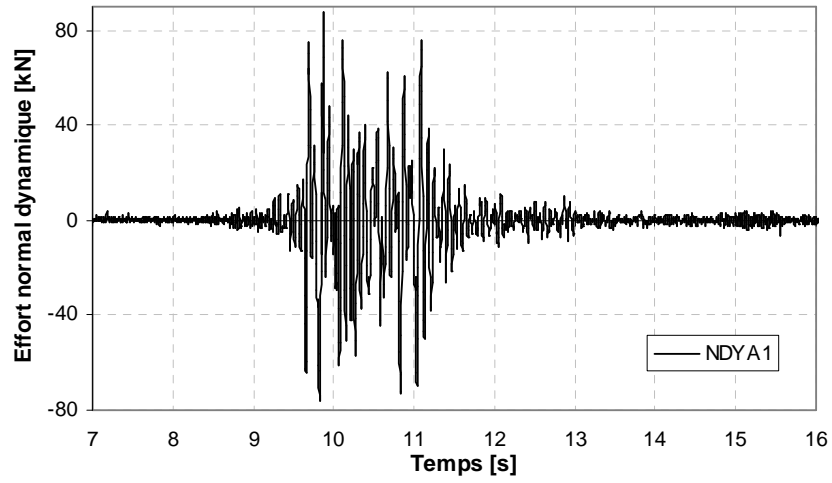
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion autour Y au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (IBMXGA1) et le mur XD (IBMXDA1) (test T4)



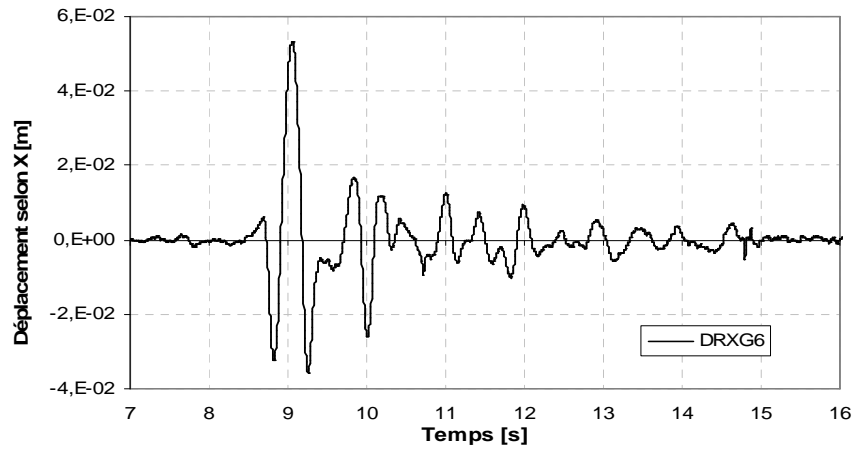
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour Y au-dessus du niveau 1 (test T4)



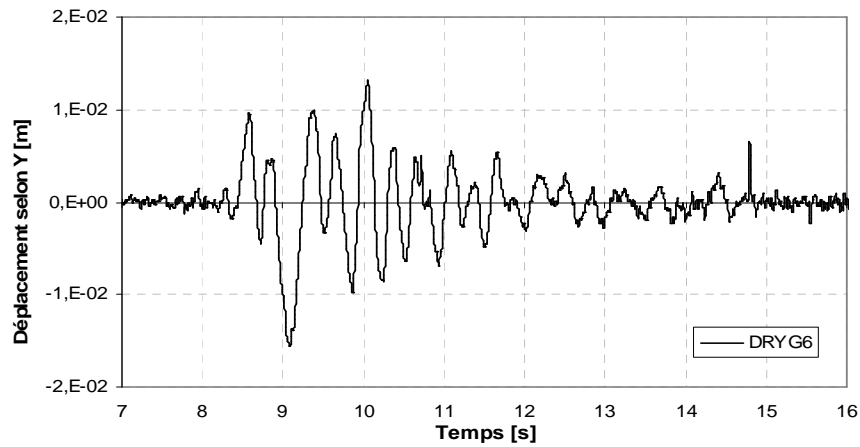
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour X au-dessus du niveau 1 (test T4)



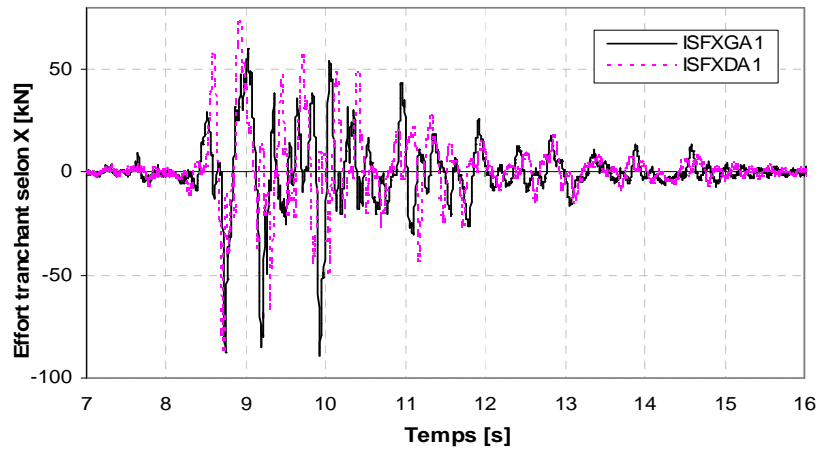
Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1 (test T4)



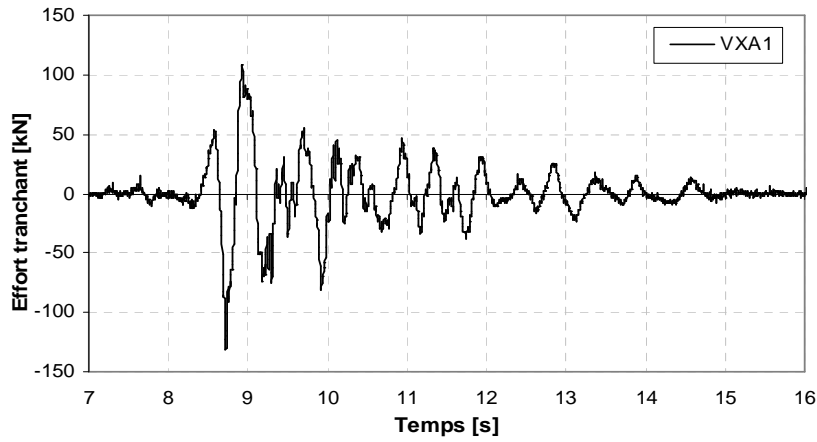
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction X) (test T5)



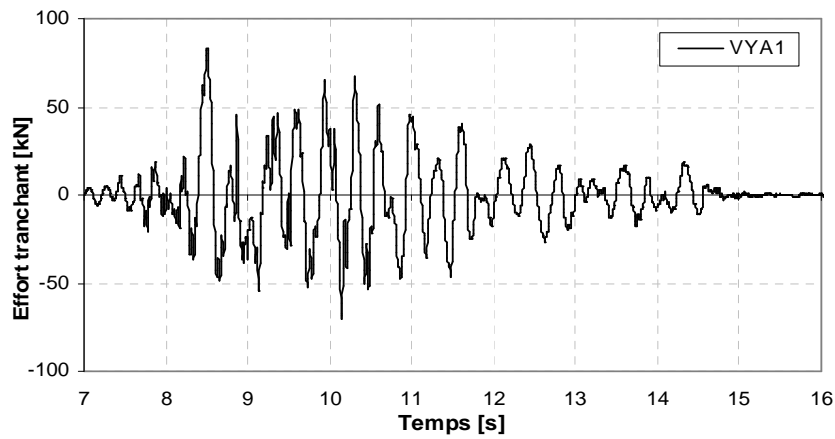
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction Y) (test T5)



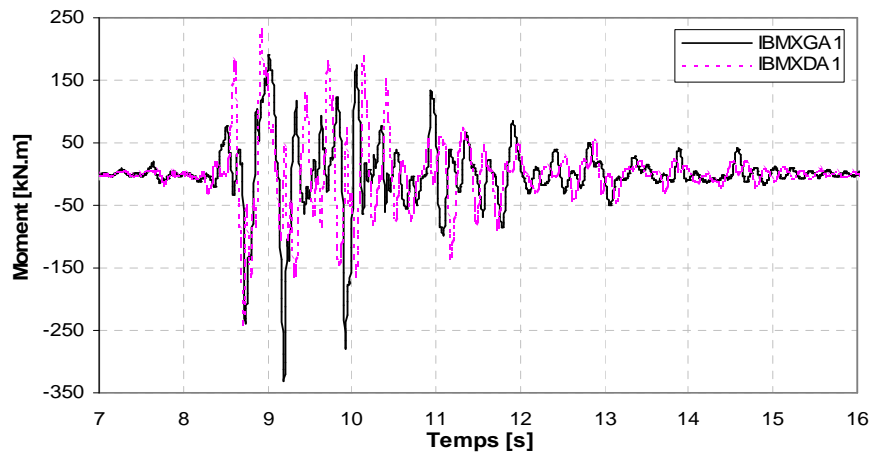
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant selon X au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (ISFXGA1) et le mur XD (ISFXDA1) (test T5)



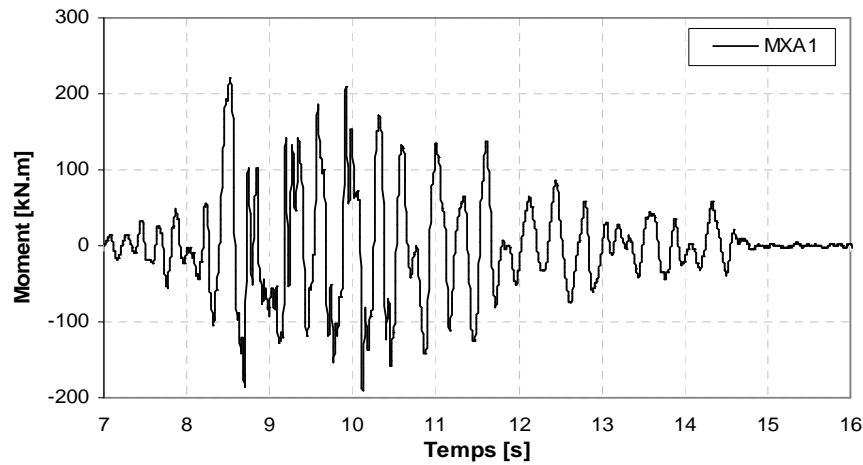
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction X) (test T5)



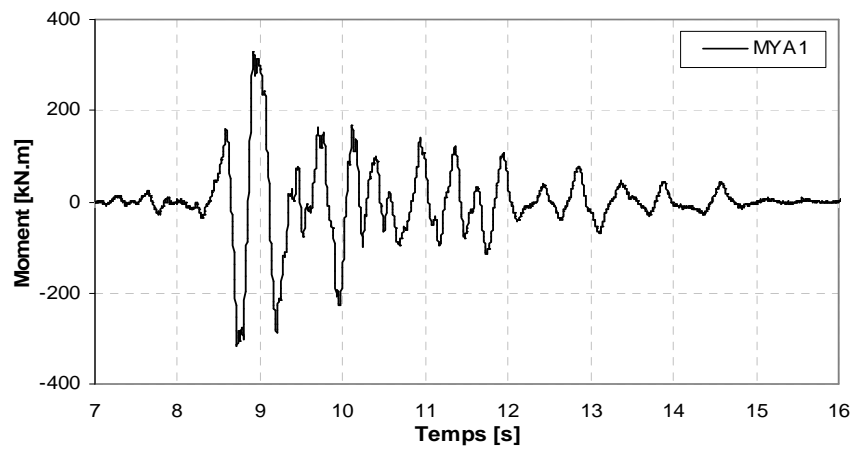
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction Y) (test T5)



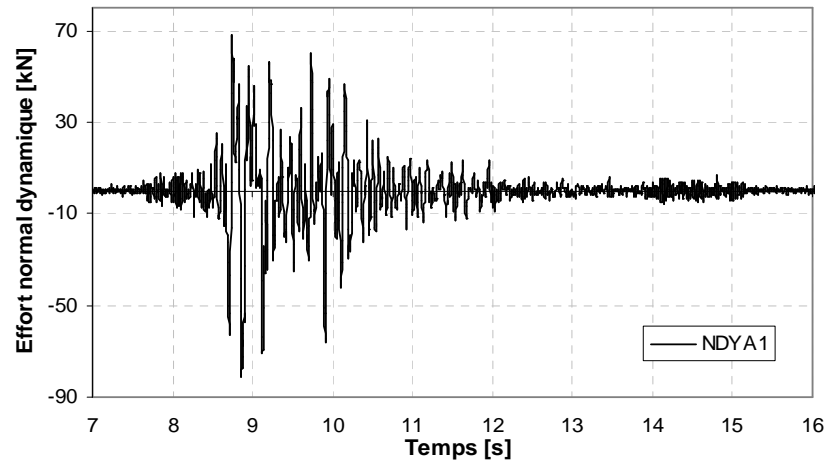
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion autour Y au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (IBMXGA1) et le mur XD (IBMXDA1) (test T5)



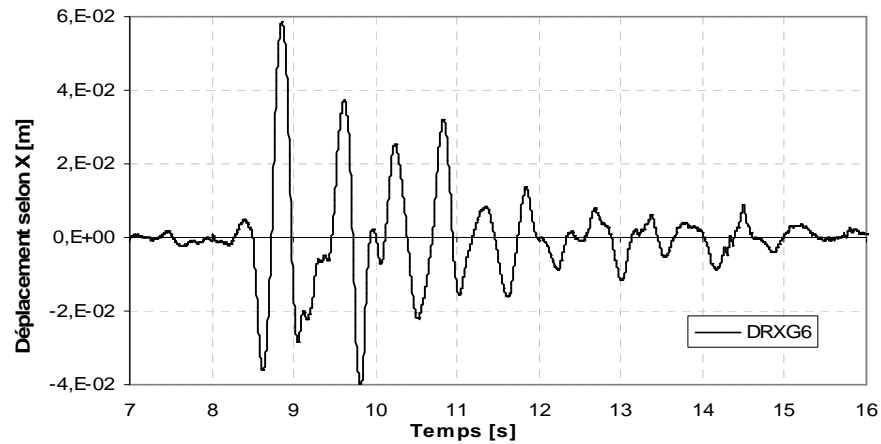
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour Y au-dessus du niveau 1 (test T5)



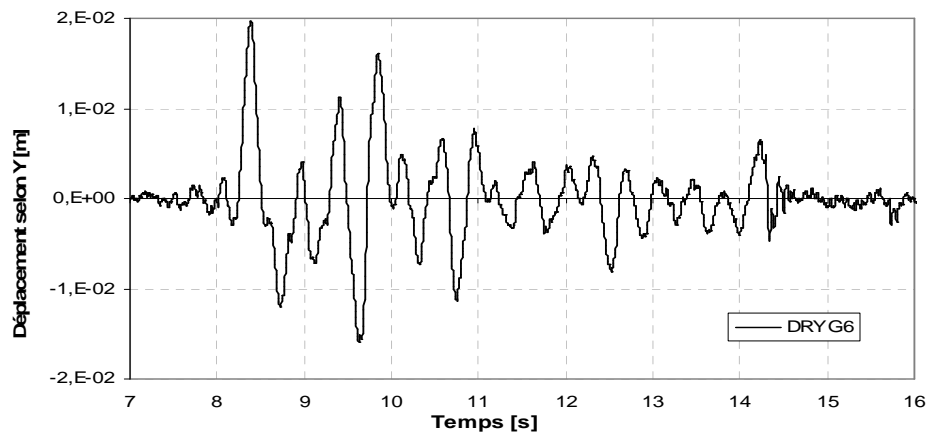
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour X au-dessus du niveau 1 (test T5)



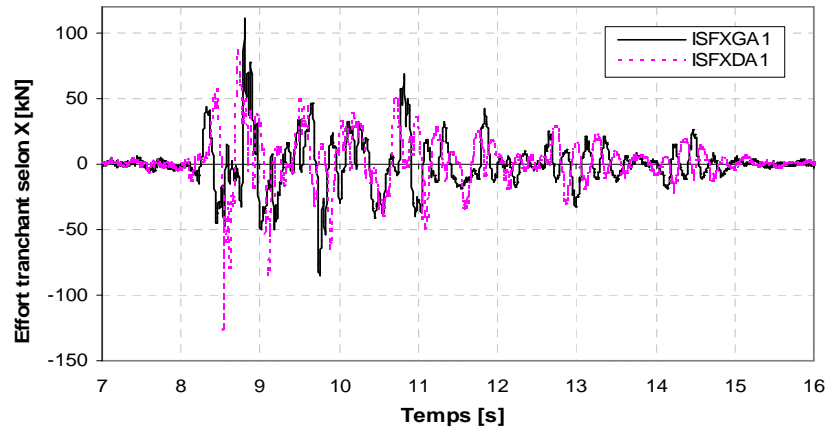
Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1 (test T6)



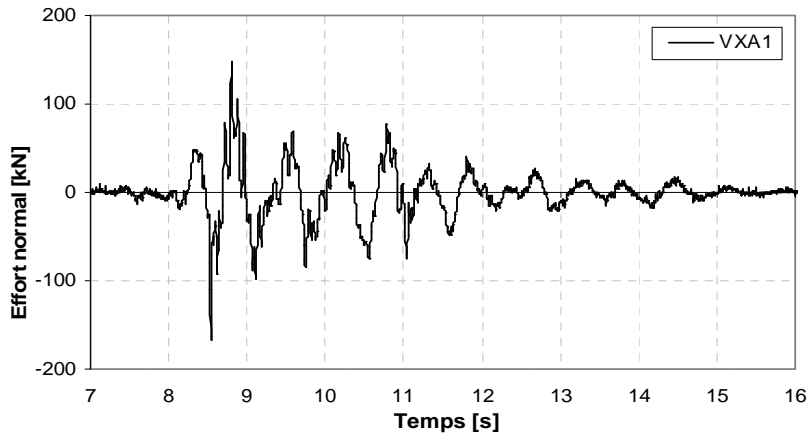
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction X) (test T6)



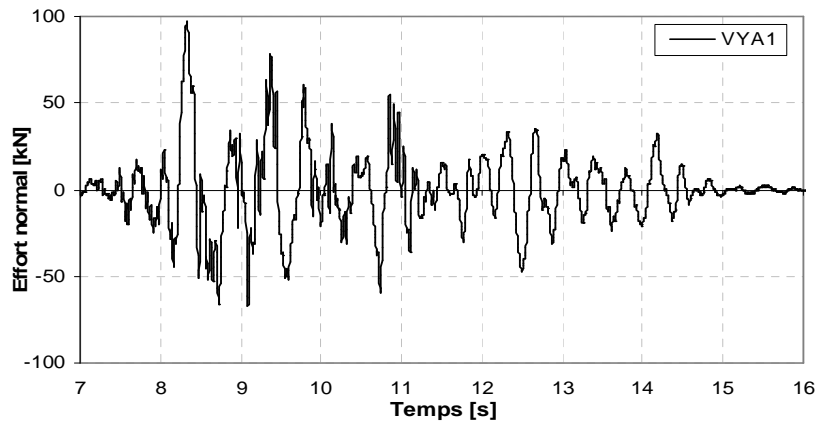
Maquette ECOLEADER : Déplacement relatif en tête de la maquette (direction Y) (test T6)



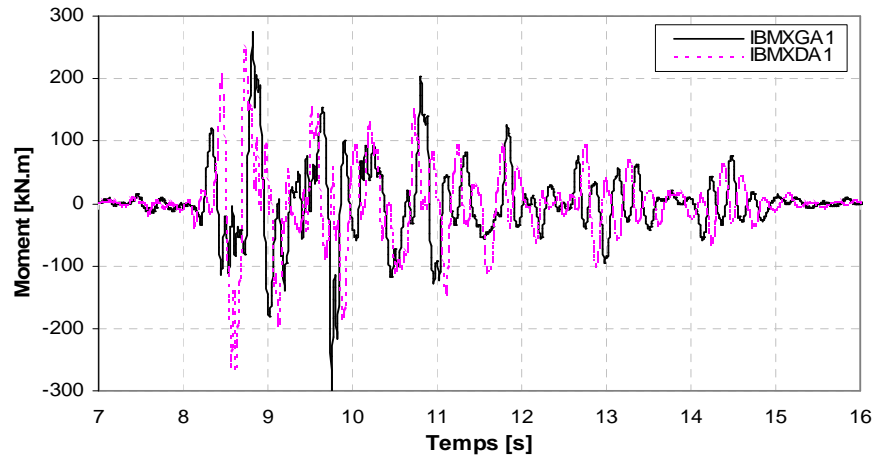
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant selon X au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (ISFXGA1) et le mur XD (ISFXDA1) (test T6)



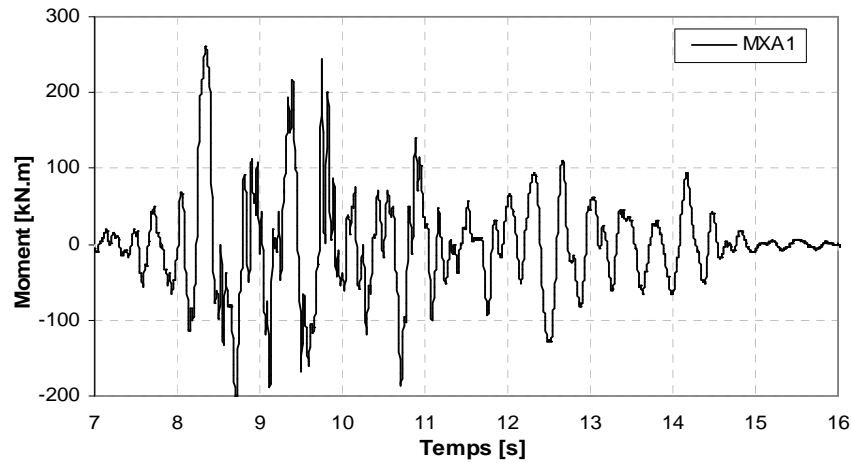
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction X) (test T6)



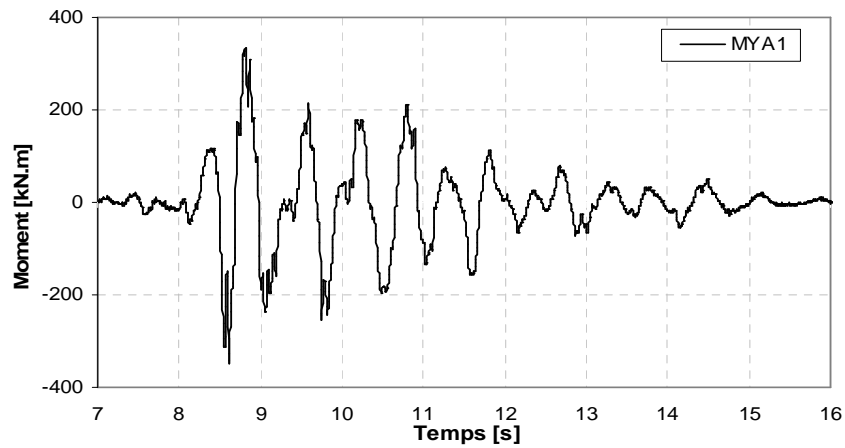
Maquette ECOLEADER : Effort tranchant global au-dessus du niveau 1 (direction Y) (test T6)



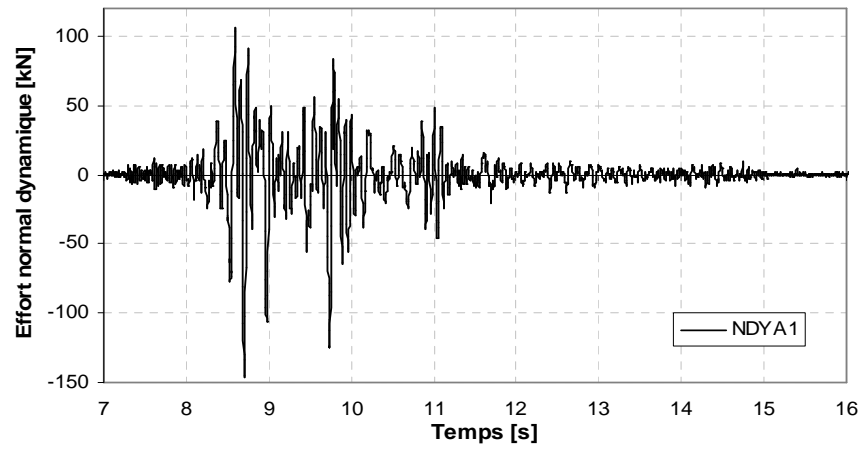
Maquette ECOLEADER : Moment de flexion autour Y au-dessus du niveau 1 pour le mur XG (IBMXGA1) et le mur XD (IBMXDA1) (test T6)



Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour Y au-dessus du niveau 1 (test T6)



Maquette ECOLEADER : Moment de flexion global autour X au-dessus du niveau 1 (test T6)



Maquette ECOLEADER : Effort normal dynamique au dessus du niveau 1 (test T6)

Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation

Résumé:

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de la recherche ECOLEADER des programmes européens d'accès aux grades installations ayant comme objectif l'amélioration de nos connaissances sur la vulnérabilité des structures à voiles porteurs sous chargement sismique. Une stratégie de modélisation simplifiée basée sur des éléments de poutre multifibre Euler - Bernoulli ou Timoshenko est présentée. Les lois utilisées pour le béton et l'acier sont basées sur la mécanique de l'endommagement et la plasticité respectivement. Malgré sa simplicité, le modèle permet de modéliser de façon satisfaisante le comportement global des structures en béton armé sous chargement dynamique. De plus, il est capable de reproduire qualitativement les tendances du schéma de fissuration et la position des zones d'endommagement. Les calculs non linéaires dynamiques sont les seuls capables d'évaluer les marges de variation de l'effort normal, d'étudier l'état des sections vis-à-vis de l'état ultime et de fournir ainsi les informations nécessaires dans la phase de conception. Outil disponible pour l'ingénierie, cette approche doit être considérée comme pouvant être utilisée en parallèle avec les méthodes classiques de dimensionnement et elle est en mesure de conforter les décisions des concepteurs.

MOTS-CLÉS : Séismes, murs en béton armé, poutre multifibre, endommagement, modélisation, non linéaire.

Vulnerability of reinforced concrete structural walls: Experiment and modelling

Abstract:

This work is done in the framework of the ECOLEADER program - European consortium of laboratories for earthquake and dynamic experimental research - to improve our knowledge on the vulnerability of reinforced concrete structural walls submitted to seismic loadings. A modelling strategy based on Euler - Bernoulli or Timoshenko multifiber beams is presented. Constitutive laws are based on plasticity for steel and damage mechanics for concrete. This simplified model permits to reproduce the global behaviour of reinforced concrete structures under dynamic loading. Critical zones and damage distributions are also correctly predicted. Non linear dynamic calculations are the only ones able to simulate the variation of the axial force and thus they are a necessary tool for the design and conception of new buildings.

KEYWORDS: Earthquakes, RC structure wall, multifiber beam, damage, modelling, non linear