Etude sur le fonctionnement sismique de structures à murs à cellules contreventées

Jacky Mazars, Xuan Huy Nguyen, Panagiotis Kotronis, Nicolae Ile, Jean Marie Reynouard

▶ **To cite this version:**

Jacky Mazars, Xuan Huy Nguyen, Panagiotis Kotronis, Nicolae Ile, Jean Marie Reynouard. Etude sur le fonctionnement sismique de structures à murs à cellules contreventées. [Rapport de recherche] Contrat N° 04 MGC 5 07, Org. Rapport final (Novembre) - Contrat DRAST/ Mission Génie Civil, 2005, 3S-R. 2005. hal-00121989

HAL Id: hal-00121989
https://hal.science/hal-00121989v1

Submitted on 23 Dec 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.

**Ministère de l'équipement, des transports,
de l'aménagement du territoire,
du tourisme et de la mer.**

**Contrat DRAST/Mission Génie Civil
N° 04 MGC 5 07**

ETUDE SUR LE FONCTIONNEMENT SISMIQUE DE STRUCTURES A MURS A CELLULES CONTREVENTEES

Rapport final
Novembre 2005

Responsable scientifique : **J. MAZARS**
Responsable de la structure fédérative RNVO
Directeur du laboratoire 3S – Grenoble

Equipe 3S- INP Grenoble : **X.H NGUYEN, P. KOTRONIS**

Equipe URGC- INSA de Lyon : **N. ILE, J.M REYNOUARD**

Présentation

Le programme de recherche a pour titre :

« Etude sur le fonctionnement sismique de structures à murs à cellules contreventées »

Celui-ci est organisé en 6 phases :

Phase 1 : Exploitation de base de données (séisme bi-directionnel)

Phase 2 : Approche simplifiée par une discrétisation poutre multifibre

Phase 3 : Approche complète par une description éléments finis 3D

Phase 4 : Utilisation des 2 approches en confrontation avec l'expérimentation : analyse de performances des outils numériques

Phase 5 : Expérimentation numérique de la structure sous séisme tri directionnel

Phase 6 : Conclusions sur l'analyse du fonctionnement de la cellule contreventée et sur la simulation de sa réponse

Ce document est le **rapport final** du programme.

Il reprend les éléments du rapport à mi-parcours (phases 1-2 & 3) et donne les résultats obtenus pour la 2ème partie de l'étude (cf. détail sommaire page qui suit).

La conclusion de ce travail conduit à dire que l'expérimentation originale présentée valide à la fois le concept parasismique pour ce type de cellule (contreventée en béton armé) et la capacité des outils numériques utilisés aussi bien dans leur forme complète que dans leur forme simplifiée.

Sommaire

Partie1: Exploitation de base de données- présentation de l'expérimentation ECOLEADER (phase 1) 4

1.1 Introduction 4
1.2 Essai ECOLEADER 4
1.2.1 Description de la structure 4
1.2.2 Instrumentation 6
1.2.3 Principaux résultats 8

Partie2: Présentation des modèles numériques (phase2 & 3) 18

2.1 Approche simplifiée par une discrétisation poutre multifibre (3S) 18
2.1.1 Introduction 18
2.1.2 Discrétisation éléments finis 18
2.1.3 Analyse modale 18
2.1.4 Conclusion 21
2.2 Approche complète par une description éléments finis 3D (URGC-INSA) 21
2.2.1 Introduction 21
2.2.2 Discrétisations éléments finis 21
2.2.3 Analyse modale 23
2.2.4 Conclusion 27

Partie3: Recalage des modèles et analyse post – essai (phase 4) 28

3.1 Approche simplifiée par une discrétisation poutre multifibre (3S) 28
3.1.1 Contexte 28
3.1.2 Choix des caractéristique des matériaux 28
3.1.3 Résultats 29
3.2 Approche complète par une description éléments finis 3D (URGC INSA) 42
3.2.1 Modèle de matériaux constitutifs 42
3.2.2 Choix des caractéristique des matériaux 46
3.2.3 Résultats globaux et locaux. Comparaison calcul- expérience 47
3.2.4 Analyses des efforts internes. Comparaison avec l'état ultime limite de résistance (ELU) 56

Partie4: Expérimentation numérique de la structure sous séisme tri directionnel (ph. 5) . 59

4.1 Problématique 59
4.2 Résultats des calculs prévisionnels 60
4.2.1 Déplacement relatif inter- étages 60
4.2.2 Effort normal 61
4.2.3 Etat de dégradation 63

Partie5: Conclusions sur l'analyse du fonctionnement de la cellule contreventée et sur la simulation de sa réponse (phase 6) 64

Partie 6 : Références 65

Partie1: Exploitation de base de données- présentation de l'expérimentation ECOLEADER

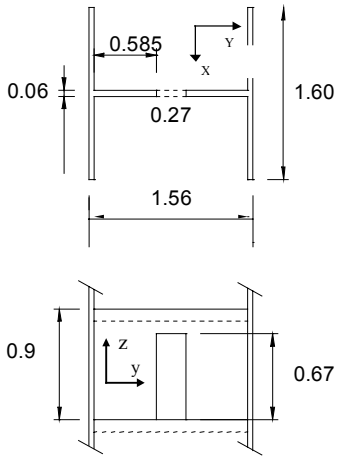
1.1 Introduction

Dans le but d'étudier et de valider le comportement de murs en béton armé sous sollicitation sismique, plusieurs programmes de recherche ont été réalisés ces dernières années. Le projet CASSBA [1] (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) a démontré le bon fonctionnement de voiles faiblement armés, simplement posés sur une table vibrante. Le programme CAMUS [2, 3] (Conception et Analyse des MUrs sous séisme) s'inscrivait dans le cadre de la maîtrise du risque sismique pour des voiles en béton armé dimensionnés selon l'Eurocode 8 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 [4], voulait démontrer la légitimité de la conception « mur faiblement armé » pour des réponses 3D. Des résultats en bidirectionnel ont pu être obtenus sur l'essai CAMUS 2000-1 mais le contreventement métallique 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 [5, 6] à Lisbonne. C'est donc sur les résultats de cet essai que nous avons réalisé les présentes études.

1.2 Essai ECOLEADER

1.2.1 Description de la structure

La maquette testée est à l'échelle 1/3 et possède une masse de 30 tonnes. 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 4.5 m (plus 0.6m la longrine), une longueur de 1.60 m et une épaisseur de 6 cm. La longrine inférieure a une longueur de 2m, une hauteur de 0.6 m et une épaisseur de 20 cm. Des masses additionnelles sont ajoutées à la partie supérieure et inférieure de chaque plancher, sauf celui de rez-de-chaussée. Les principales caractéristiques de la maquette sont données à la figure 1.



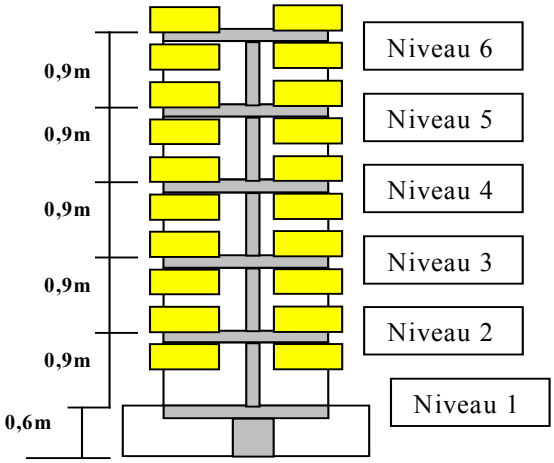


Figure 1- Maquette ECOLEADER : Description de la structure (dimensions en m).

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

Niveaux	Armatures verticales du mur selon Y	Armatures verticales du mur selon X
5-6	2 Φ6 = 0.57 cm^2	1 Φ4.5 = 0.159 cm^2
4-5	2 Φ4.5 + 2 Φ6 = 0.88 cm^2	1 Φ4.5 = 0.159 cm^2
3-4	3 Φ4.5 + 2 Φ6 = 1.04 cm^2	2 Φ4.5 = 0.318 cm^2
2-3	4 Φ4.5 + 2 Φ6 = 1.20 cm^2	2 Φ5 + 1 Φ4.5 = 0.561 cm^2
1-2	4 Φ4.5 + 2 Φ6 = 1.20 cm^2	2 Φ5 + 3 Φ4.5 = 0.869 cm^2

Tableau 1-Maquette ECOLEADER : Ferraillage.

Des masses additionnelles sont ajoutées à la partie supérieure et inférieure de chaque plancher, sauf celui du niveau 1.

Niveau	Masses additionnelles	Hauteur
6	4800kg	5.05m
5	4800kg	4.16m
4	4800kg	3.26m
3	4800kg	2.36m
2	4800kg	1.46m

Tableau 2- Maquette ECOLEADER : Positions de masses additionnelles.

La masse totale de la maquette est : 5,2 tonnes (maquette) + 24 tonnes (masses additionnelles + 2,4 tonnes (longrines) = 31,6 tonnes.

1.2.2 Instrumentation

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

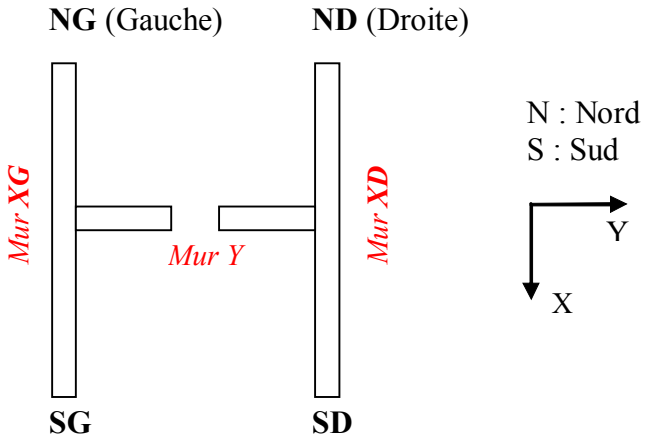
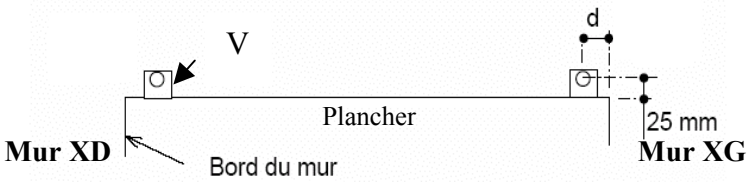


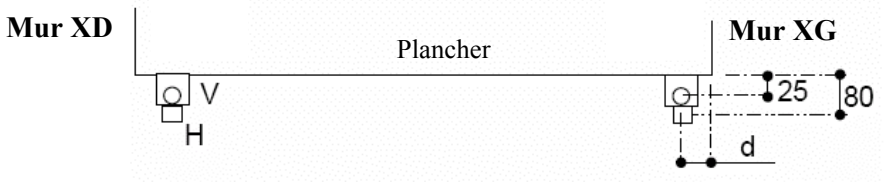
Figure 2 - Maquette ECOLEADER : Identification des murs.

- Accéléromètres : Les accéléromètres qui mesurent les accélérations verticales (V) sont disposés aux quatre angles de la maquette à tous les niveaux. Les accéléromètres qui mesurent les accélérations horizontales (H) se trouvent aux murs extérieurs (XG et XD) et au mur intérieur (Y) pour les 6 niveaux. Les figures 3 et 4 montrent la distance d [mm] du parement extérieur à l'axe de l'accéléromètre aux différents niveaux de la maquette.



d (Mur XD) [mm]	Niveau du plancher	d (Mur XG) [mm]
140	1	110
130	2	75
110	3	105
115	4	140
75	5	135
85	6	110

Figure 3- Maquette ECOLEADER : Disposition d'accéléromètres verticaux (côté Sud).



d (Mur XD) [mm]	Niveau du plancher	d (Mur XG) [mm]
180	1	180
140	2	140
140	3	125
140	4	160
140	5	145
75	6	100

Figure 4- Maquette ECOLEADER : Disposition d'accéléromètres verticaux et horizontaux (côté Nord).

- LVDT : Au premier niveau, les LVDT sont ancrés au-dessus de la longrine à 4cm au bord du mur XG et à 2cm au bord du mur XD. Aux autres niveaux, les LVDT se situent à chaque plancher. Les positions de LVDT dans les trumeaux du mur intérieur sont présentées ci-dessous :

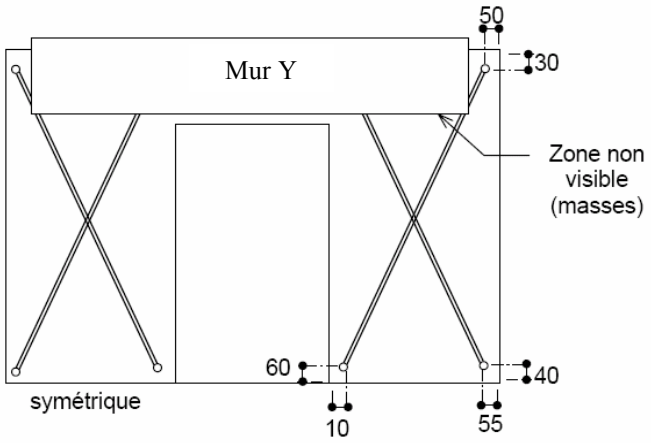


Figure 5- Maquette ECOLEADER : Disposition de LVDT dans les trumeaux du mur intérieur (dimensions en mm).

- Systèmes optiques : Ils sont constitués d'une caméra installée verticalement, pointant sur un repère installé à un autre niveau, permettant de mesurer un déplacement absolu horizontal selon les deux axes.

- Les jauges de déformations servent à mesurer les déformations des armatures. Douze jauges de déformations sont collées sur des barres d'acier suivant la figure 6.

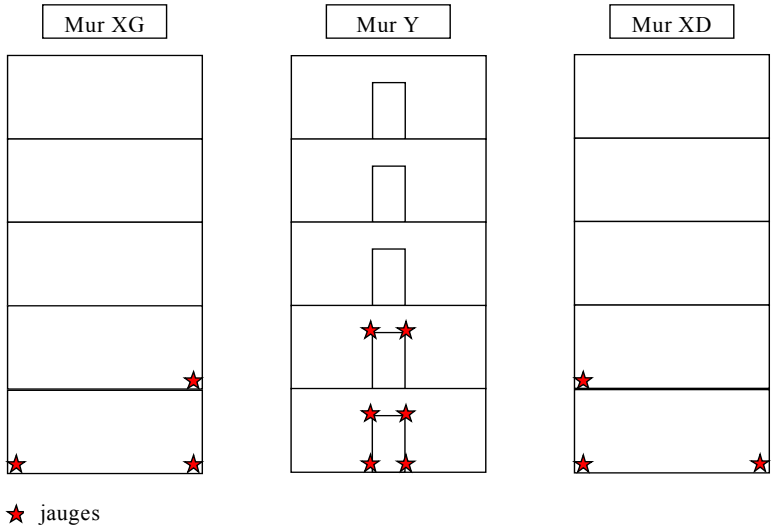


Figure 6- Maquette ECOLEADER : Disposition des jauges de déformations.

Remarque: En raison de l'indisponibilité d'un nombre suffisant d'accéléromètres le jour de l'essai, le niveau de la table (niveau 1) n'a pas été instrumenté. Un système de mesure optique étant également indisponible, les déplacements absolus du niveau 1 de mur droit n'ont pas été mesurés.

1.2.3 Principaux résultats

Les essais ont eu lieu le 12 novembre 2004. Une série d'accélérogrammes (de T0 à T6) a été appliquée à la maquette suivant la direction X et la direction Y. Des signaux naturels de type séisme proche (Tolmezzo) ont été utilisés. La séquence de chargements appliquée est représentée ci-dessous :

Tests	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– Maquette ECOLEADER : Séquence de chargements.

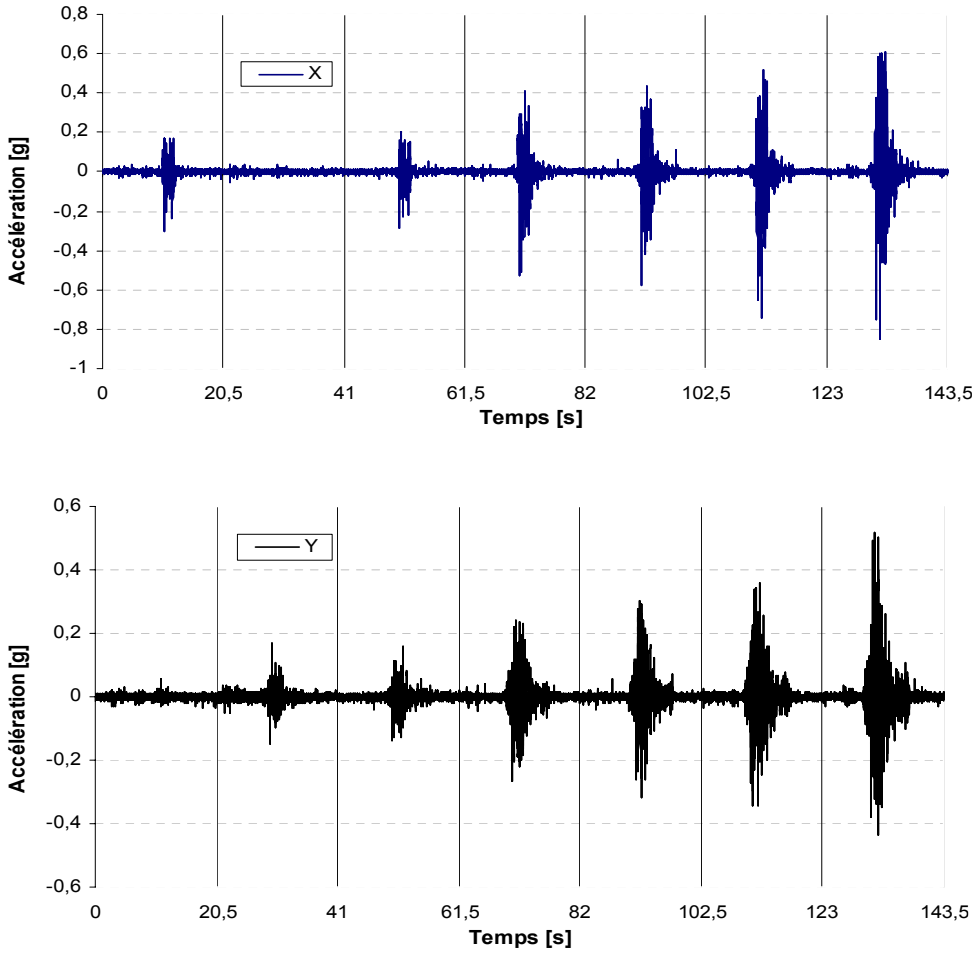


Figure 7- Maquette ECOLEADER : Séquence de chargements.

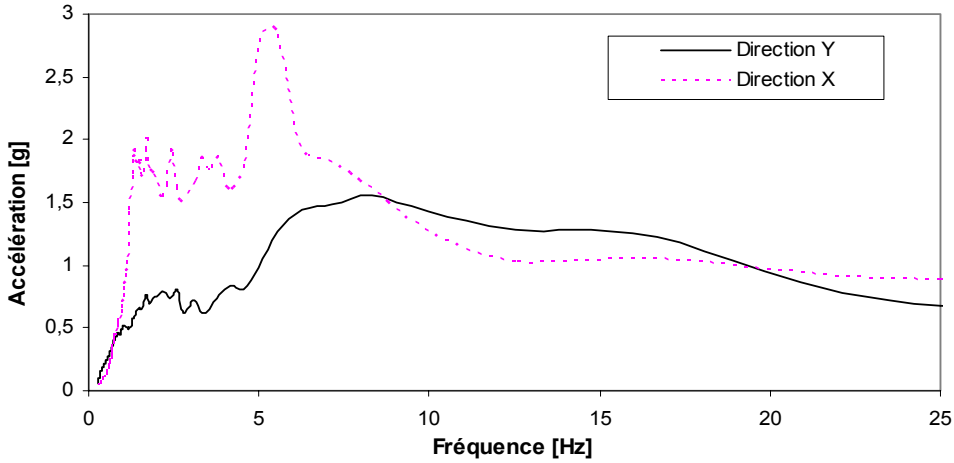


Figure 8- Maquette ECOLEADER : Spectre de réponse (signal Tolmezzo, amortissement ζ=5%).

Les valeurs maximales et minimales des principaux paramètres mesurés après chaque essai sont regroupées dans les tableaux 4 à 7:

	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
DRYG6 [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 4- Maquette ECOLEADER : Déplacements - Valeurs maximales.

DRXG6 et DRYG6 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 5- Maquette ECOLEADER : Effort normal - Valeurs maximales.

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.

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

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

	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 6- Maquette ECOLEADER : Effort tranchant - Valeurs maximales.

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.

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

VYA1 est l'effort tranchant global Y dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1.

	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 7- Maquette ECOLEADER : Moments de flexion et de torsion – Valeurs maximales.

IBMXGA1, IBMXDA1, IBMYA1 sont les moments de flexion dans les 3 murs XG, XD et Y au dessus de plancher au niveau 1.

MXA1 est le moment global de flexion X (rotation autour de X) dû aux forces horizontales dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1.

MYGTA1 et MYDTA1 sont les moments globaux de flexion Y (rotation autour de Y) dans les murs G et D au dessus de plancher au niveau 1.

MYTA1 est le moment global de flexion Y dans les murs G et D au dessus de plancher au niveau 1 (la somme des moments MYGTA1 et MYDTA1).

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, DAFXDA1).

MYA1 est le moment global de flexion Y dans la maquette au dessus de plancher au niveau 1 (la somme des moments IBMXGA1, IBMXDA1).

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

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).

Les observations faites sur place après chaque essai sont présentées ci-dessous :

- 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 9). Le déplacement relatif en tête selon X a été environ 7mm.

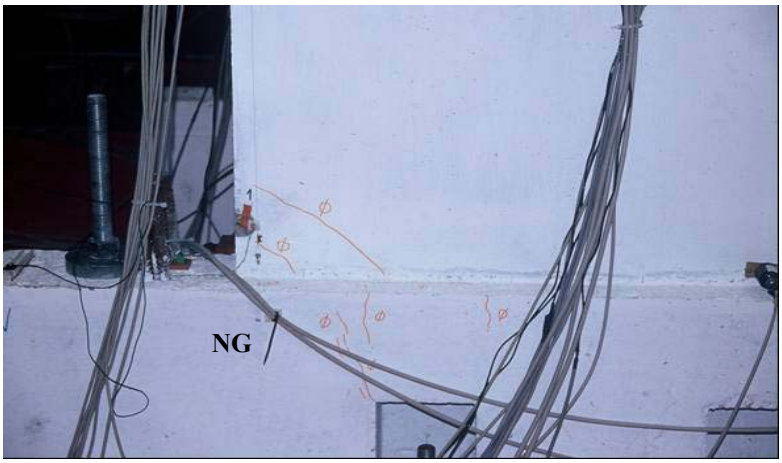


Figure 9- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T0.

- Test T1 (0.14g selon Y)

De nouvelles fissures sont apparues dans la longrine. Il n'y a pas eu de nouvelles fissures visibles dans les murs en X (figure 10). Le déplacement relatif en tête selon Y a été environ 2mm.

Figure 10- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T1.

- 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 11). Le déplacement relatif en tête suivant X a été de 9mm et de 1.5mm selon Y.

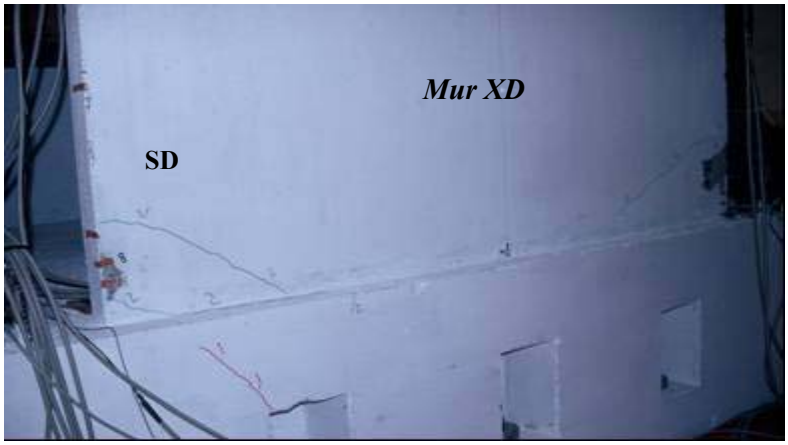


Figure 11- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le T2.

- 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 12). Des aciers sont flambés aux extrémités des murs XG et XD mais ils n'ont pas rompu sauf un à l'extrémité NG (figure 13). Le béton s'est éclaté aux quatre coins des murs XD et XG (figures 13 et 14).

Figure 12- Maquette ECOLEADER : Mur Y après le test T3.

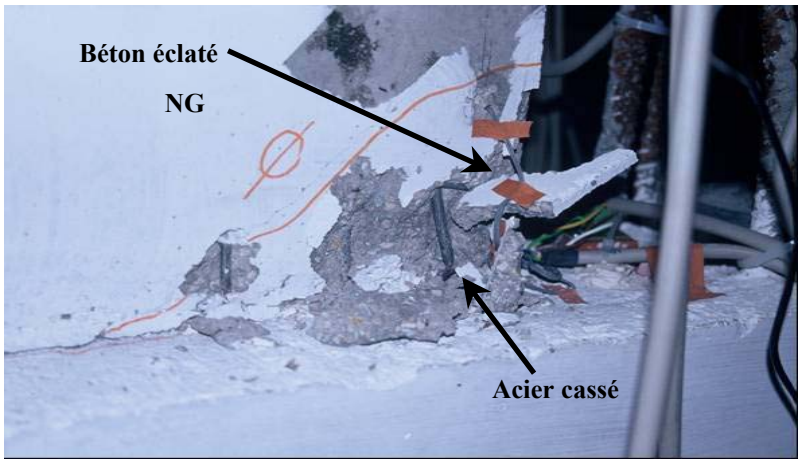


Figure 13- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T3.

Figure 14- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T3.

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

Une fissure verticale s'est produite à 14cm 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 4cm et 1.5cm selon Y.

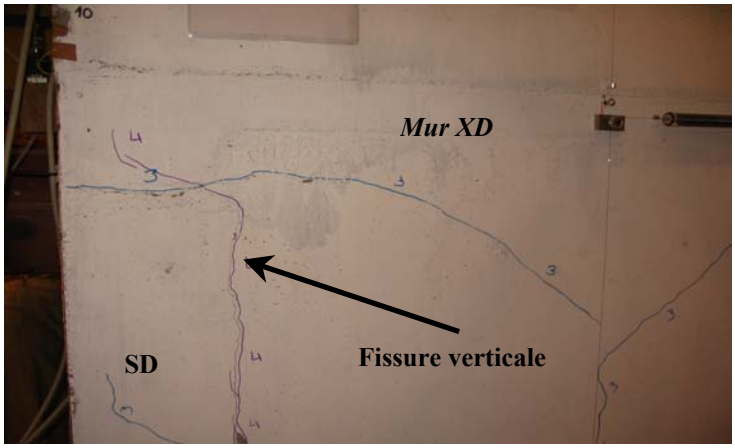


Figure 15- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T4.

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

Les extrémités ND et SG ont éclaté 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 5cm et de 1.6cm selon Y. La maquette s'est tournée par rapport à la longrine suivant le plan ci- dessous :

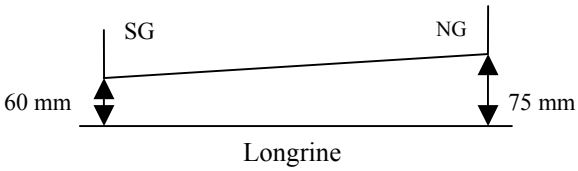
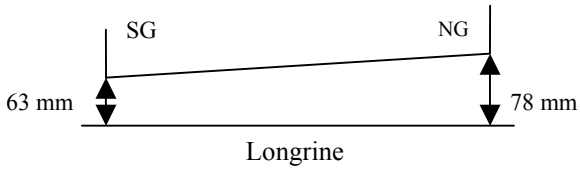


Figure 16- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T5.

Figure 17- Maquette ECOLEADER : Mur Y après le test T5.

- Test T6 (0.84g selon X et 0.5g selon Y).

De nouvelles fissures sont crées 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.



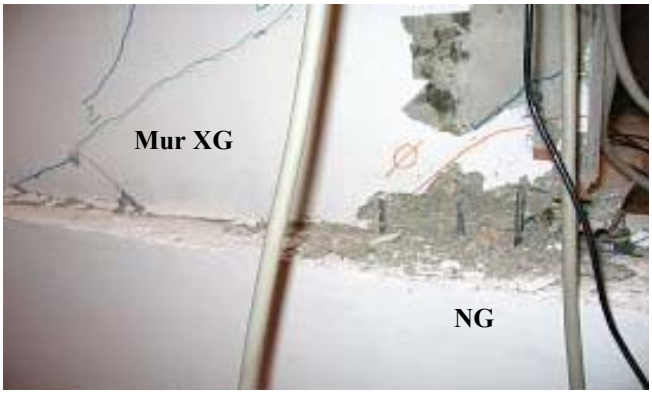


Figure 18- Maquette ECOLEADER : Mur XG après le test T6.

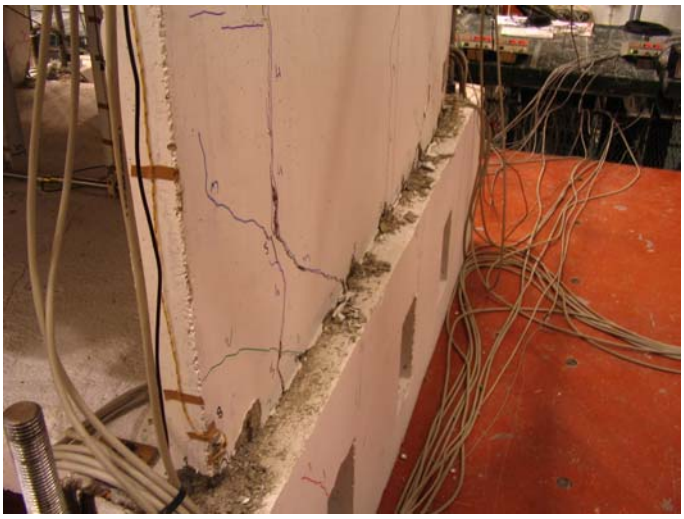


Figure 19- Maquette ECOLEADER : Mur XD après le test T6.

Partie2: Présentation des modèles numériques

2.1 Approche simplifiée par une discrétisation poutre multifibre (3S)

2.1.1 Introduction

L'approche poutre multifibre est choisie pour la discrétisation spatiale de la structure. L'utilisation des poutres multifibres garantit une souplesse du calcul grâce au petit nombre de degrés de liberté. Néanmoins, des lois locales de comportement des matériaux permettent de reproduire les principales caractéristiques du comportement (création et re-fermeture de fissures, déformations plastiques, dissipation de l'énergie lors de différents cycles…)

2.1.2 Discrétisation éléments finis

La discrétisation spatiale est faite par des éléments de type poutre multifibre de cinématique Bernoulli. La maquette est considérée comme un portique multi- étagé 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 dans chaque section (figure 20).

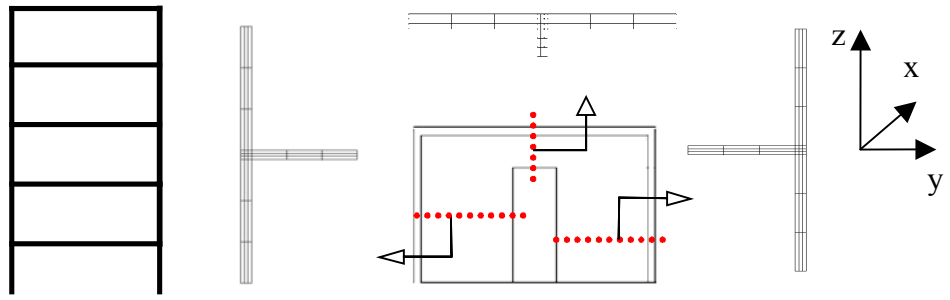


Figure 20- Maquette ECOLEADER : Discrétisation avec des poutres multifibres.

2.1.3 Analyse modale

Une analyse modale est effectuée afin d'accéder aux modes propres de la structure. La maquette est supposée encastrée à la base et l'influence de la table sismique dans un premier temps n'est pas prise en compte. Le module élastique du béton est pris égal à 25 000 MPa (voiles, planchers, longrines). Le module élastique du ferraillage est considéré égale à 197 000 MPa. Des masses additionnelles sont distribuées au niveau de chaque plancher selon le tableau 2. Les résultats de l'analyse modale sont présentés au tableau 8. L'écart entre les fréquences mesurées expérimentalement et calculées avec le modèle numérique montre clairement la nécessité de prendre en compte les conditions limites (flexibilité de la table).

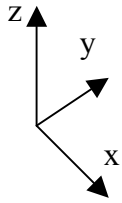
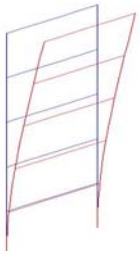
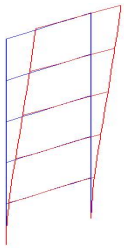
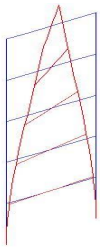
	Mode 1 (direction X-flexion autour de l'axe Y)	Mode 2 (direction Y-flexion autour de l'axe X)	Torsion (rotation autour de l'axe Z)
Modèle simplifié 	 f1= 9.13 Hz	 f2= 10.04 Hz	 f3= 14.80 Hz
Expérience	f1= 4.5 Hz (pas fiable)	f2= 7.13 Hz	Pas connu

Tableau 8- Maquette ECOLEADER : Fréquences propres (la table sismique n'est pas prise en compte).

Les fréquences expérimentales à vide de la table en basculement selon les deux directions sont 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 seule 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 9). Ces raideurs ont les valeurs suivantes :

k1 = 4.10 E+7 KN/m
k2 = 2.40 E+7 KN/m
k3 = 9.00 E+8 KN/m
k4 = 1.75 E+7 KN/m

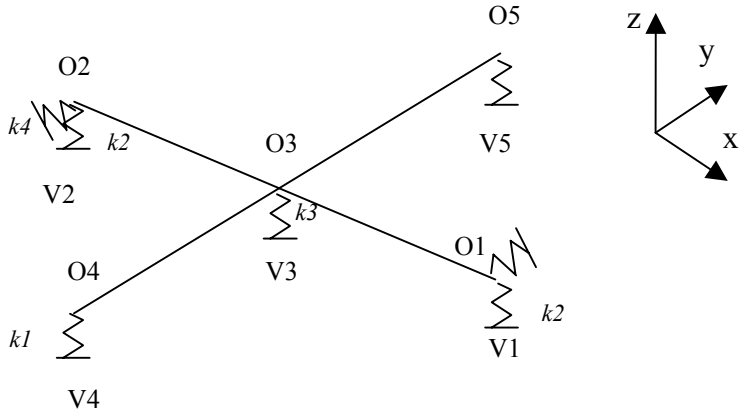


Figure 21- Maquette ECOLEADER : Modélisation de la table sismique.

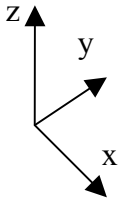
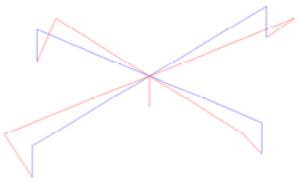
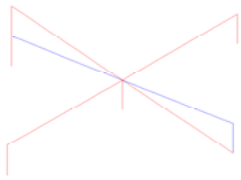
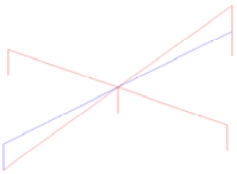
	Mode1 (Torsion)	Mode 2 (Direction X)	Mode 3 (Direction Y)
Modèle simplifié 	 f1= 11.0 Hz	 f2= 19.0 Hz	 f3= 28.0 Hz
Expérience	f1= 11.0 Hz	f2= 18.0 Hz	f3= 21.0 Hz

Tableau 9– Fréquences propres de la table sismique.

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.

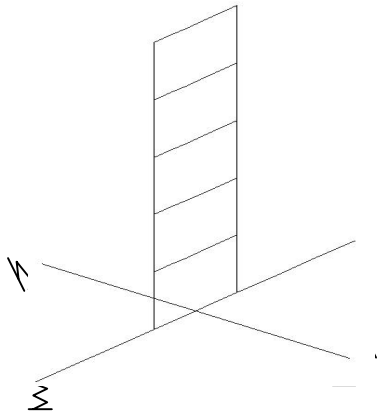


Figure 22- Maquette ECOLEADER : Ensemble table- maquette.

	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (torsion)	Mode de pompage
Expérience	4.5 Hz (pas fiable)	7.13 Hz	Pas connu	Pas connu
Modèle simplifié	4.45 Hz	7.00 Hz	9.81 Hz	32 Hz

Tableau 10– Maquette ECOLEADER : Fréquences propres de l'ensemble maquette - table.

Remarque : Les rigidités des ressorts utilisées pour simuler les conditions limites ne sont pas comparables avec celles du modèle complet 3D décrit en 2-2 ci-après. En réalité la table est ici représentée d'une façon approximative en ne prenant pas en compte des caractéristiques importantes comme son hauteur, la position de centre de gravité etc.

2.1.4 Conclusion

Cette première analyse montre que le modèle est capable de décrire correctement les modes propres de la structure. Il apparaît clairement qu'il est nécessaire pour approcher les résultats expérimentaux de prendre en compte tout l'environnement de la structure et en particulier la table et l'ensemble de ses supports.

2.2 Approche complète par une description éléments finis 3D (URGC-INSA)

2.2.1 Introduction

Cette partie présente les calculs élastiques préliminaires effectués à l'URGC Structure de l'INSA de Lyon sur la maquette française testée dans le cadre du programme SAFERR et ECOLEADER sur la table sismique du LNEC. Dans une première partie deux approches complémentaires 3-D coques et 3-D massifs sont employées dans le calcul des fréquences et modes propres de la maquette encastrée à la base. Le comportement de la table sismique est ensuite analysé afin de déterminer les raideurs de ses supports de façon à reproduire les fréquences de la table à vide mesurée in situ. Dans la dernière partie, le modèle 3-D coques de la structure est utilisé conjointement avec le modèle 3-D massif de la table afin de permettre par le biais d'une comparaison des résultats numériques et expérimentaux d'évaluer la performance du modèle numérique.

2.2.2 Discrétisations éléments finis

Du point de vue théorique, la modélisation la plus satisfaisante du comportement d'une telle structure consisterait en un modèle 3-D de béton cyclique, associé à un modèle d'acier cyclique, mis en oeuvre au sein d'un maillage spatial décrivant correctement la géométrie de la dalle. La taille du problème engendré, et surtout le fait qu'il n'existe pas actuellement un modèle béton 3-D efficace pour modéliser le comportement non linéaire d'une telle structure sous chargement cyclique, montre que cette solution n'est pas actuellement réaliste. Nous nous orientons donc vers une approche semi-locale 3-D coques minces multicouches qui permet une bonne représentation de la flexion et du cisaillement dans le plan des murs. Cependant, avec ce type de modélisation le cisaillement transversal (perpendiculaire au plan des murs) et le comportement tridimensionnel réel (dilatation transversale) ne sont pas correctement décrits.

Les deux voiles dans la direction X et le voile dans la direction Y sont modélisés avec des éléments de type DKT intégré avec 3 points de Gauss pour l'intégration dans le plan et 9 points d'intégration dans l'épaisseur. Le maillage des voiles a été choisi de façon que la connexion avec les éléments d'acier puisse se faire à une position très proche de la position exacte, conformément aux plans de ferraillage. Ce maillage permet de reproduire les arrêts de barres, ainsi que les reprises de bétonnage. Le même type d'élément a été utilisé pour représenter les dalles. Des éléments de type barre à deux nœuds ont été utilisés pour représenter les aciers verticaux et horizontaux. Le maillage complet 3D coques multicouche est présenté à la Figure 23a.

Dans l'évaluation des modes et fréquences propres, cette modélisation bien qu'elle soit assez complète, néglige l'influence des masses additionnelles sur la raideur des planchers puisque les masses ne sont pas représentées explicitement. L'approche adoptée peut aussi s'écarter plus ou moins de la solution exacte du fait que les sections se superposent au niveau des connexions. Elle doit donc être vérifiée avec une approche plus complète et nous adoptons pour cela une modélisation 3D avec des éléments massifs CUB8 (Figure 23b) pour tous les éléments de la maquette (incluant les masses additionnelles).

Des éléments massifs CUB8 sont également utilisés pour modéliser la table vibrante, (Figure 24) permettant ainsi de respecter la géométrie de la table, conformément au plan fournis par LNEC.

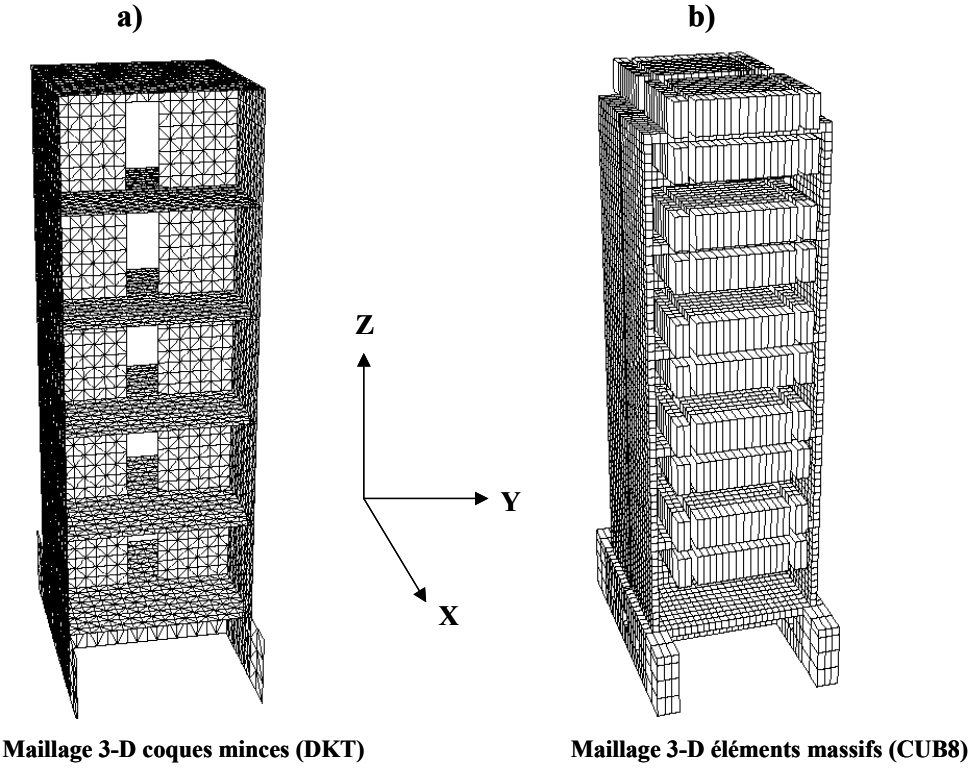


Figure 23- Maquette ECOLEADER : Maillages 3-D coques minces - a), et 3D-éléments massifs- b) de la maquette.

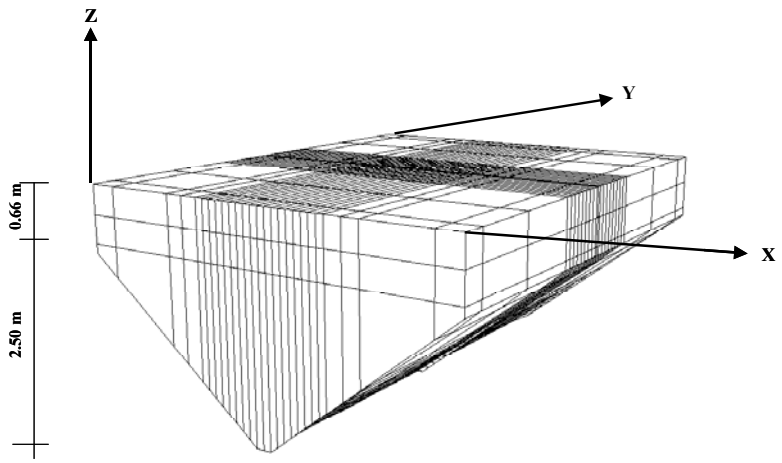


Figure 24- Maquette ECOLEADER : Maillages 3-D massif (CUB8) de la table vibrante.

2.2.3 Analyse modale

2.2.3.1 Fréquences et modes propres de la maquette encastrée à la base

Dans une première étape la maquette est supposée encastrée à la base et l'influence de la table sismique n'est pas prise en compte. Deux valeurs du module élastique du béton E_b ont été adoptées pour toutes les parties constitutives du maillage (voiles, planchers, longrines) : 25 000 et 30 000 MPa. Le module du ferraillage est pris égale à 210 000 MPa. La masse totale de la maquette est : 5,2 tonnes (maquette) + 24 tonnes (masses additionnelles + 2,4 tonnes (fondation) = 31,6 tonnes. Les fréquences propres correspondant aux deux modélisations (3-D massif et 3-D coques) sont présentées dans les tableaux 11 et 12. Les Figures 25 et 26 montrent les modes propres de vibration obtenus.

Tableau 11- Maquette ECOLEADER : Fréquences propres pour Eb = 25 000 MPa

Modèle	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (torsion)
3-D massif	8.43 Hz	10.43 Hz	14.20 Hz
3-D coques	8.49 Hz	10.09 Hz	11.17 Hz

Tableau 12- Fréquences propres pour Eb = 30 000 MPa

Modèle	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (torsion)
3-D massif	9.23 Hz	11.41 Hz	17.80 Hz
3-D coques	9.28 Hz	11.04 Hz	12.21 Hz

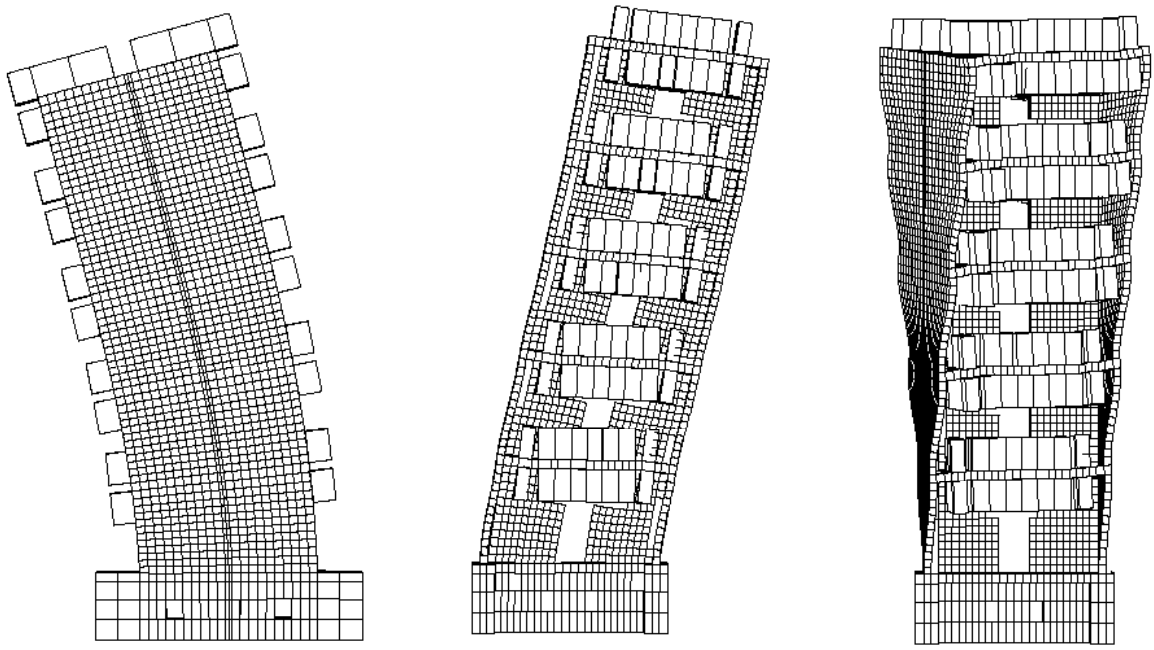
Ces premiers résultats comparatifs indiquent que le comportement dans la direction X (flexion autour de l'axe Y) est bien reproduit par l'approche 3-D coques. Les différences constatées pour le Mode 1 et 2 montrent toutefois que l'approche 3-D coque fournie un comportement plus flexible dans la direction Y (flexion autour de l'axe X) et pour la torsion (rotation autour de l'axe Z). Ces écarts sont dus essentiellement aux différentes approches adoptées ainsi qu'au non prise en compte de la raideur des masses dans l'approche 3-D coques. Afin d'améliorer cette dernière approche, on peut prendre en compte la présence des masses sur les planchers en conférant une raideur plus importante aux planchers (Eb = 40 000 MPa, valeur qui reste toutefois réaliste). Il est à noter que cette modification ne concerne que les planchers. Les fréquences ainsi obtenues se rapprochent de celles du modèle de référence 3-D massif (Tableau 13). Elles peuvent être considérées comme satisfaisantes tenant compte du fait que les premiers deux modes de vibrations semblent avoir dominées la réponse de la maquette lors des essais.

Tableau 13- Maquette ECOLEADER : Fréquences propres pour le modèle 3-D coques:

E_b = 40 000 MPa – planchers

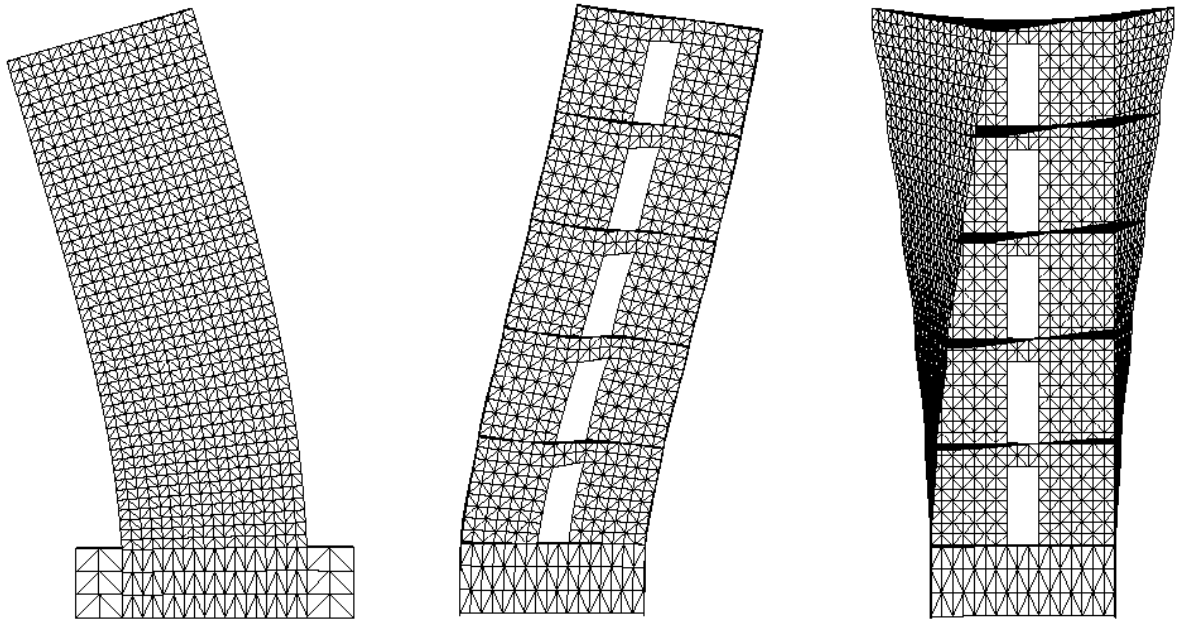
Eb = 25 000 et 30 000 MPa –voiles et longrines

Modèle	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (torsion)
E_b = 25 000 MPa	8.50 Hz	10.22 Hz	11.46 Hz
E_b = 30 000 MPa	9.29 Hz	11.14 Hz	12.40 Hz



Mode 1 (direction X) **Mode 2 (direction Y)** **Mode 3 (torsion)**

Figure 25- Maquette ECOLEADER : Modes de vibrations propres pour le maillage 3-D massif.



Mode 1 (direction X) **Mode 2 (direction Y)** **Mode 3 (torsion)**

Figure 26- Maquette ECOLEADER : Modes de vibrations propres pour le maillage 3-D coques.

2.2.3.2 Fréquences et modes propres de la table vibrante à vide

Les caractéristiques de la table sismique du LNEC sont, conformément aux plans fournis par LNEC, les suivantes :

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 : 40 tonnes

Comme 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 (S1 à S7) ainsi que par les tubes de torsions. Les fréquences expérimentales à vide de la table en basculement selon les deux directions sont de 18 Hz (suivant X), 21 Hz (suivant Y). La fréquence en torsion d'axe vertical et de 11 Hz.

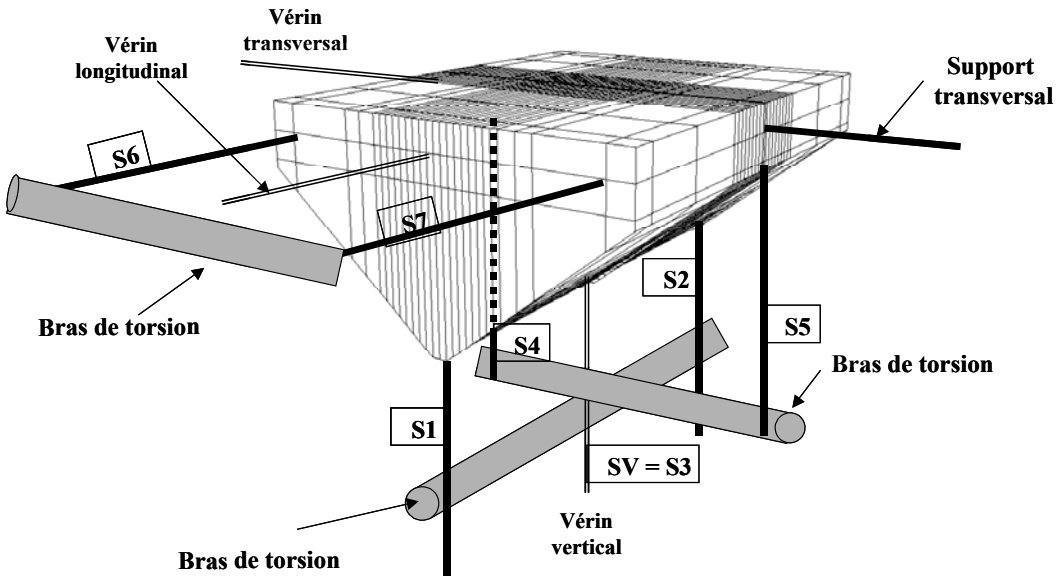
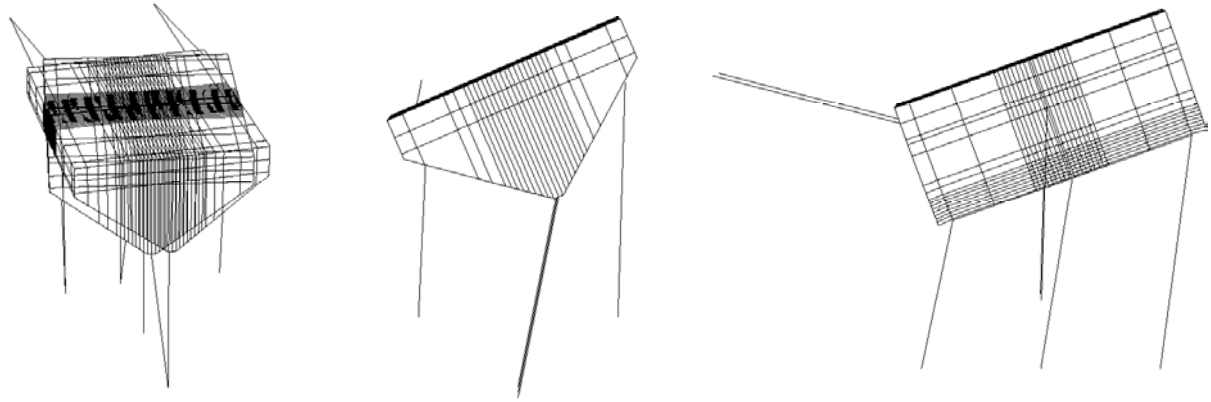


Figure 27- Maquette ECOLEADER : Modèle de la table vibrante et de ses supports.

Les caractéristiques des tubes de torsion n'étant pas disponibles, on peut simplifier le modèle de la table, tout en cherchant la raideur équivalente des bielles supports, de façon à obtenir les fréquences de basculement. La table repose donc sur 7 ressorts S1 à S7 dont on connaît seulement la raideur du ressort vertical central SV = S3 = 106,625 KN/m. La raideur (EA/L) des autres ressorts a été trouvée de manière à obtenir les 3 premières fréquences de basculement de la table. Ces raideurs ont les valeurs suivantes :
ressorts S1 et S2 : 17,0 KN/m
ressorts S4 et S5 : 11,125 KN/m
ressorts S6 et S7 : 9,625 KN/m

En utilisant pour les supports S1 à S7 les valeurs de raideur ainsi déterminées et en bloquant les déplacements suivant X et Y dans le centre de gravité de la table, on obtient les bonnes fréquences expérimentales et les modes propres présentés sur la Figure 28.



Mode 1 (Torsion) = 11.0 Hz **Mode 2 (Direction X) = 18.0 Hz** **Mode 3 (Direction Y) = 21.0 Hz**

Figure 28- Maquette ECOLEADER : Modes et fréquences propres de la table vibrante à vide.

2.2.3.3 Fréquences et modes propres de l'ensemble maquette- table.

Dans les développements précédents nous avons estimé séparément les fréquences de la maquette (sans table et encastrée à sa base) et de la table à vide. Ces fréquences étant correctement estimées, on peut passer maintenant à l'étude de l'ensemble table-maquette et comparer les résultats du modèle 3-D coques (qui sera utilisé ultérieurement dans les calculs non linéaires) avec les résultats d'essai. La maquette est considérée encastrée sur la table et les raideurs des supports sont celles déterminées au point précédent. La comparaison des fréquences numériques et expérimentales est portée sur le Tableau 14. L'allure des modes propres est présentée dans la Figure 29.

Tableau 14- Maquette ECOLEADER : Fréquences propres pour l'ensemble table-maquette:

Comparaison modèle 3-D coques – expérience.

	Mode 1 (direction X)	Mode 2 (direction Y)	Mode 3 (torsion)
Expérience	Pas fiable	7.13 Hz	Pas connue
3-D coques E_b = 25 000 MPa	5.15 Hz	7.06 Hz	9.90 Hz
3-D coques E_b = 30 000 MPa	5.30 Hz	7.32 Hz	10.07 Hz

On peut constater une très bonne reproduction de la deuxième fréquence propre, tandis qu'aucune comparaison ne peut être faite pour le premier et troisième mode, puisque lors des tests de caractérisation, la mesure de la fréquence selon X n'était pas fiable et la fréquence de torsion n'a pas été mesurée. Compte tenu de la bonne prédiction de la fréquence du deuxième mode et du fait que la structure était en très bon état avant les essais (pas de fissures initiales

visibles) nous pouvons espérer que la première fréquence propre calculée se situe-t-elle aussi très proche de la valeur réelle.

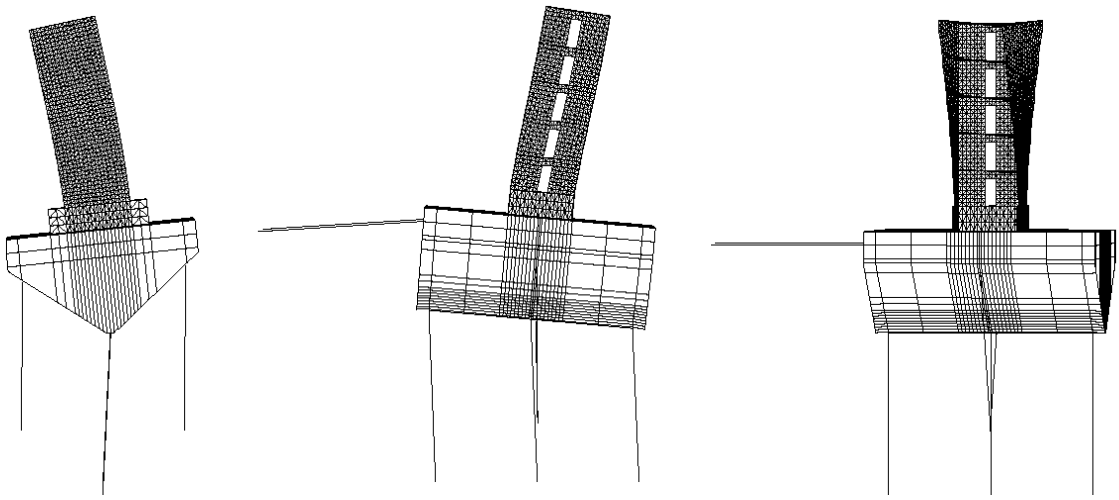


Figure 29- Maquette ECOLEADER : Modes propres de l'ensemble table - maquette.

2.2.4 Conclusion

Les résultats de cette première analyse montrent que l'approche 3-D coques est suffisante pour bien décrire l'état initial de la structure en terme de fréquences et modes propres. En effet, les valeurs des fréquences propres issues de l'analyse modale 3D massif sont très proches de celle fournies par l'approche 3-D coques, la seule différence de comportement, celle dans la direction Y, étant due essentiellement à la non prise en compte de l'influence des masses additionnelles dans l'approche 3-D coques. Pour avoir une bonne simulation d'un essai sur table sismique il faut aussi bien modéliser la souplesse de la table qui par elle-même modifie le comportement de la structure. Une fois les fréquences des deux parties de l'ensemble sont correctement estimées, le comportement de l'ensemble table-maquette est lui aussi bien reproduit par le modèle numérique.

Partie3: Recalage des modèles et analyse post – essai

3.1 Approche simplifiée par une discrétisation poutre multifibre (3S)

3.1.1 Contexte

Après avoir calibré les fréquences propres de l'ensemble maquette - table, nous procédons dans cette partie à la présentation des calculs sismiques. Un amortissement 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 appliqué à la maquette et le spectre de réponse ont été déjà présentés dans la partie 2.

3.1.2 Choix des caractéristique des matériaux

Le modèle du béton est basé sur la mécanique de l'endommagement [7]. 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 principales caractéristiques du modèle sont :

- utilisation de deux variables d'endommagement (l'une en traction et l'autre en compression).
- prise en compte des déformations permanentes liées à l'endommagement.
- gestion de l'ouverture et de re-fermeture des fissures en introduisant une restauration progressive de la raideur.

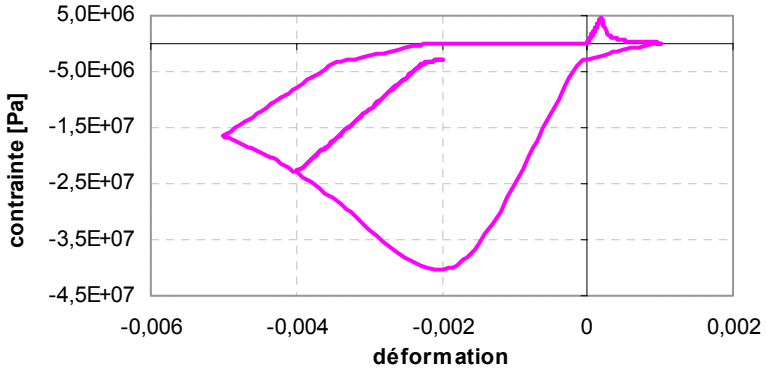


Figure 30- Maquette ECOLEADER : Réponse uniaxial du modèle utilisé pour le béton (approche simplifiée).

Les propriétés du béton utilisées pour les calculs ainsi que les paramètres du modèle sont regroupés dans le tableau 15.

Module de Young	25000 MPa
Coefficient de Poisson	0.2
Résistance en compression	41.7 MPa
Y01 (seuil d'endommagement en traction)	$6\ 10^{-4}$ MPa
Y02 (seuil d'endommagement en compression)	$5.3\ 10^{-2}$ 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 15- Maquette ECOLEADER : Propriétés du béton utilisées pour la simulation (approche simplifiée).

Les armatures sont représentées par un modèle élasto-plastique avec écrouissage cinématique linéaire. Les propriétés des aciers utilisés pour les calculs sont :

- Module de Young : 197 000 MPa
- Limite d'élasticité : 660 MPa
- Pente de la courbe de traction : 30 000 MPa

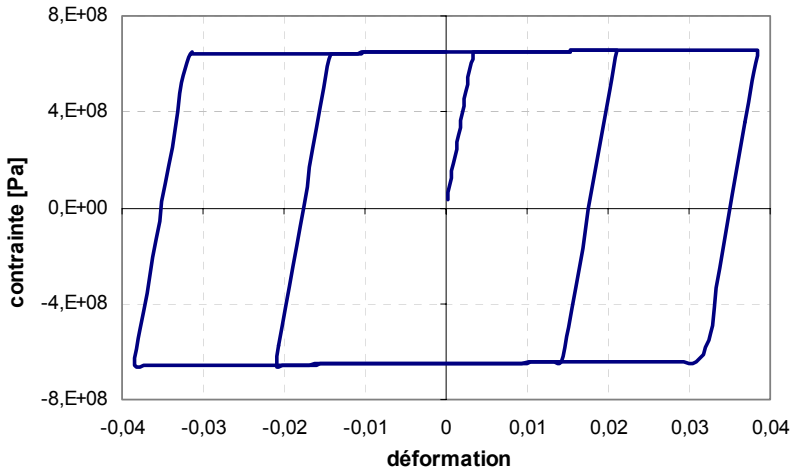


Figure 31- Maquette ECOLEADER : Réponse cyclique du modèle utilisé pour l'acier (approche simplifiée).

3.1.3 Résultats

3.1.3.1 Variables globales

Nous comparons les résultats de calculs numériques et les résultats expérimentaux pour les différents niveaux de chargement. Comme constaté lors des essais le modèle numérique prévoit que des aciers se rompent à la fin de niveau T3. Pour les niveaux de chargement supérieurs ces aciers sont désactivés, ils ne jouent donc aucun rôle vis à vis du comportement de la structure.
Les figures 32 à 43 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 ou un décalage entre la courbe expérimentale et numérique apparaît même pour le modèle 3D, voir figure 66 ; un problème de décalage de « 0 » dans la mesure expérimentale fait partie des explications relatives à ce problème). Nous retrouvons les principaux pics ainsi que la fréquence apparente. Les courbes de déplacement relatif du mur Y sont moins bien reproduites, ce qui n'est pas sans poser questions sur la bonne représentativité de la modélisation de la table sismique dans la direction Y. Quoiqu'il en soit il est remarquable de voir la bonne qualité de la simulation des comportements sous fort séisme (niveau T5 et T6 figures 40 et 42)

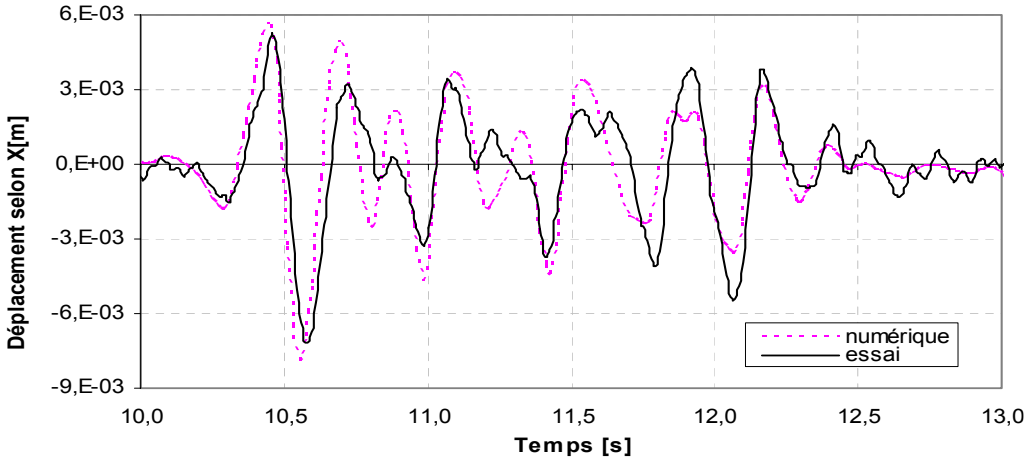


Figure 32- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X–T0 (approche simplifiée).

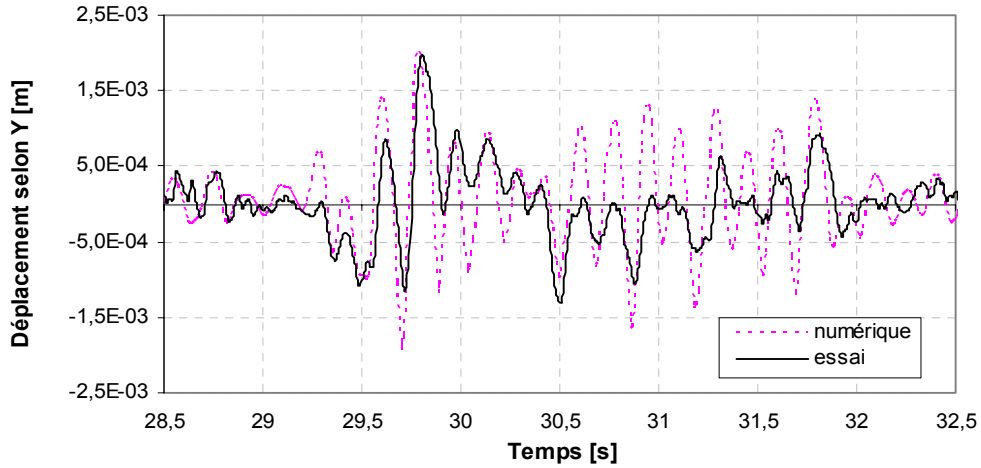


Figure 33- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y–T1 (approche simplifiée).

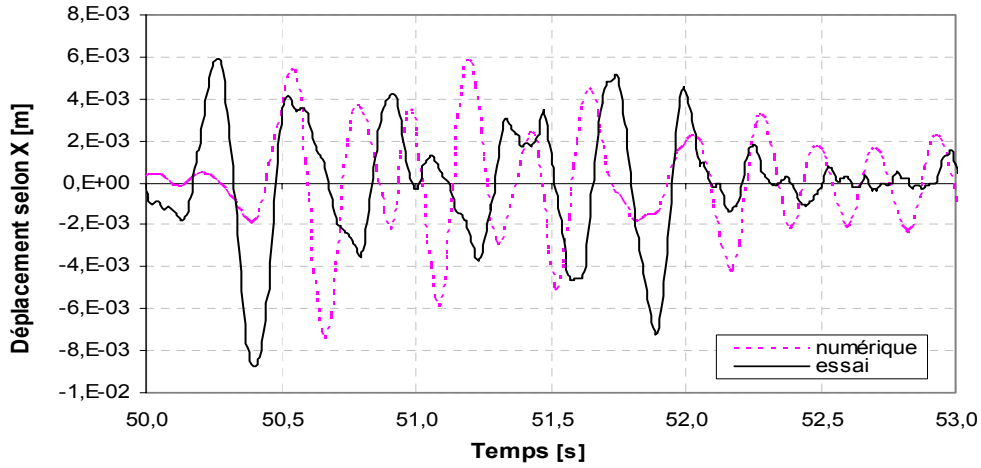


Figure 34- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X–T2 (approche simplifiée).

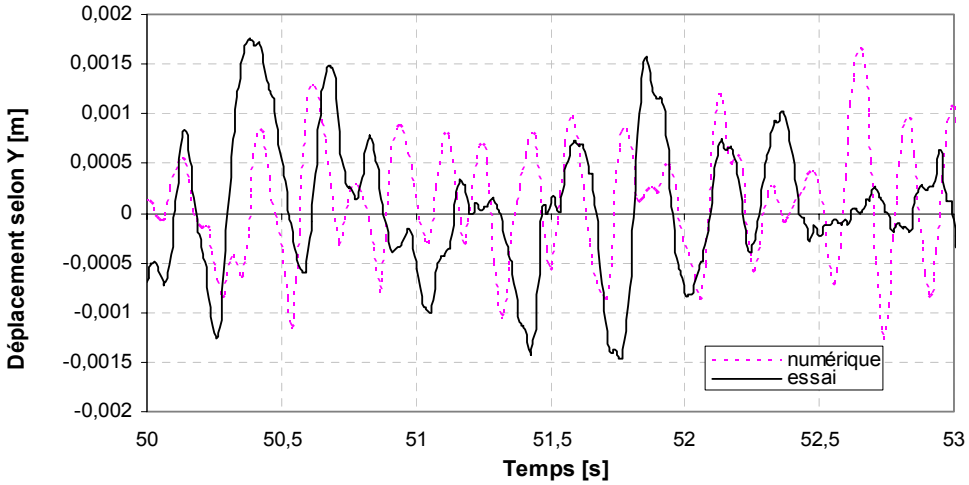


Figure 35- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y–T2 (approche simplifiée).

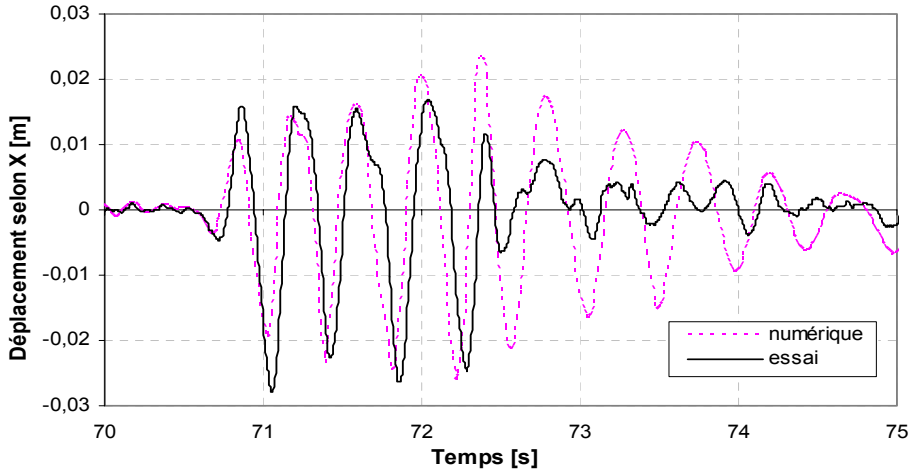


Figure 36- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X–T3 (approche simplifiée).

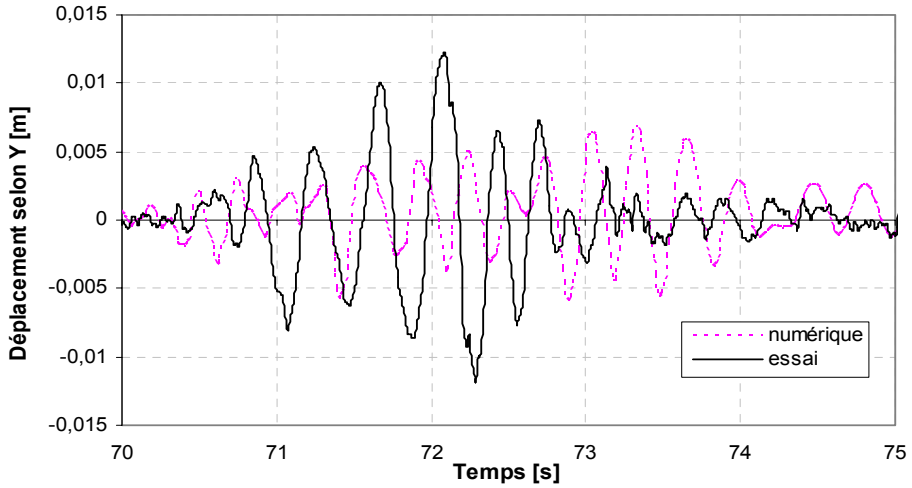


Figure 37- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y–T3 (approche simplifiée).

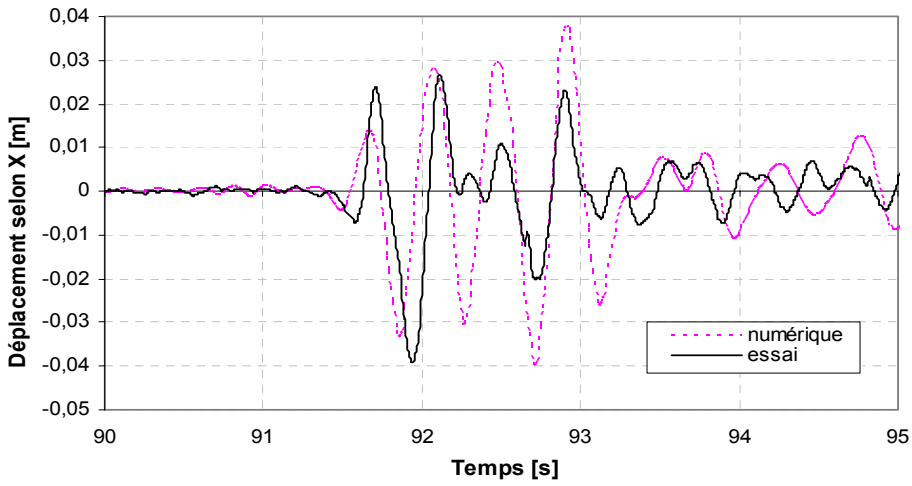


Figure 38- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X–T4 (approche simplifiée).

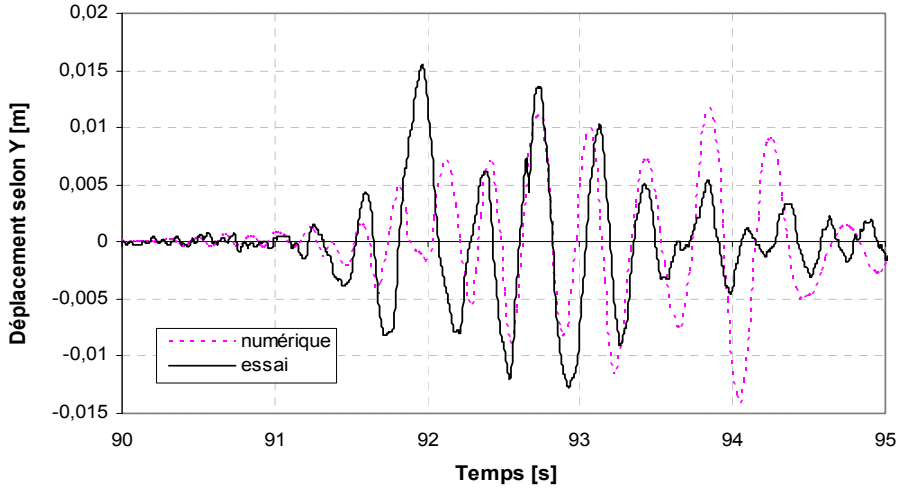


Figure 39- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y–T4 (approche simplifiée).

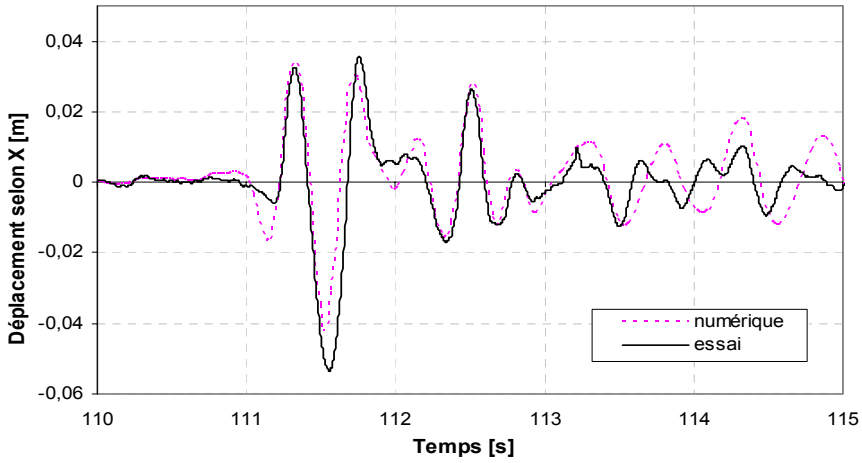


Figure 40- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X–T5 (approche simplifiée).

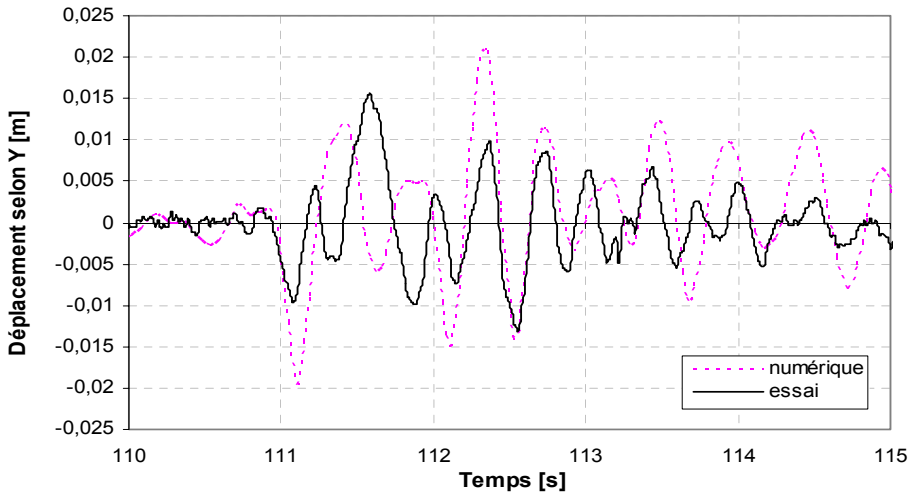


Figure 41- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y–T5 (approche simplifiée).

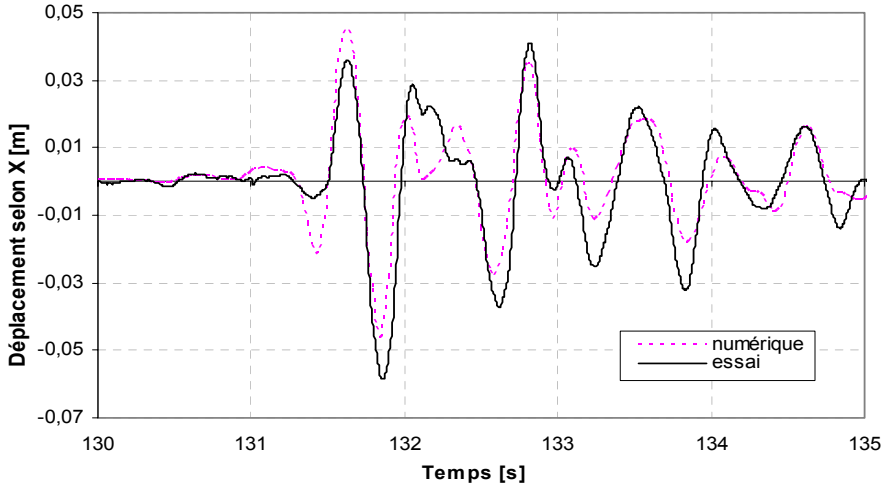


Figure 42- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction X–T6 (approche simplifiée).

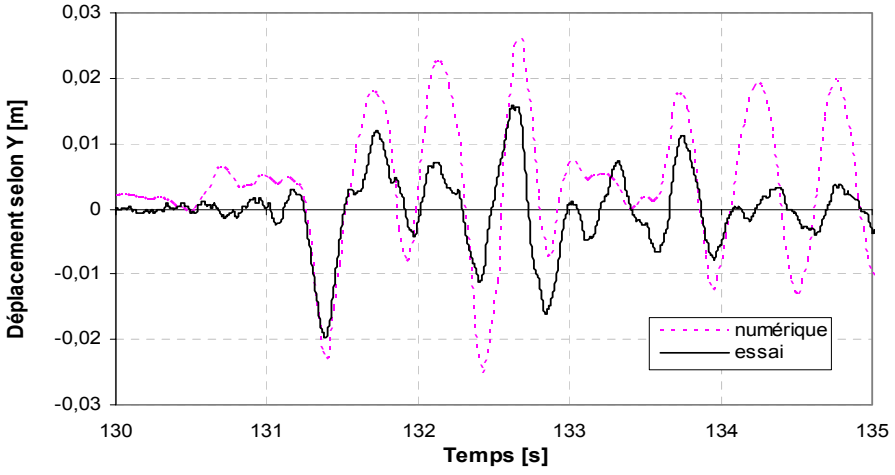


Figure 43- Maquette ECOLEADER : Déplacement en tête dans la direction Y–T6 (approche simplifiée).

Sont données ci-dessous (figures 44 et 45) les spectres de réponse des déplacements en tête selon X et ceci pour tous les essais. Même si le contenu fréquentielle 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 rupturedes armatures durant les différents niveaux (chute d'environ 50%).

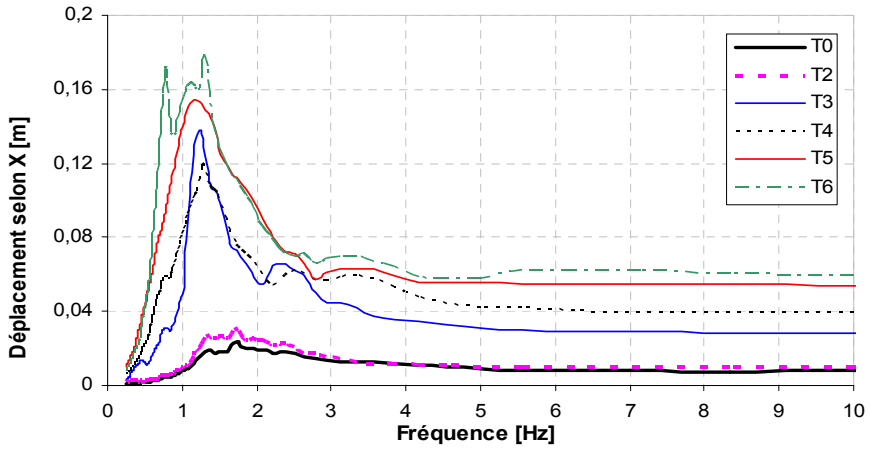


Figure 44- Essai : Spectre d'oscillateur des déplacements relatifs en tête selon X

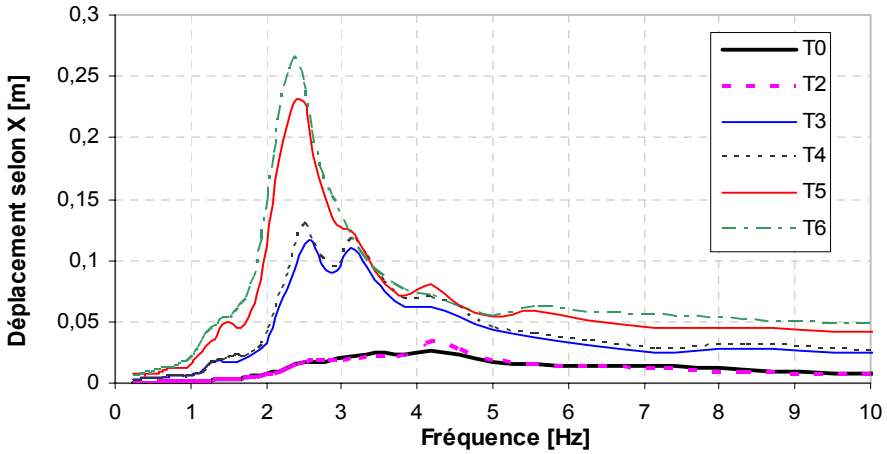


Figure 45-Modèle simplifié : Spectre d'oscillateur des déplacements relatifs en tête selon X

La figure 46 représente la variation de l'effort normal dynamique à la base de plancher de niveau 1 pour le test T6. L'effort normal statique a été ajouté sur la courbe numérique. La variation de l'effort normal prévue par le modèle est en bon accord avec l'expérience et cell-ci peut atteindre 50% de l'effort statique, ce qui influence considérablement le comportement non linéaire de la maquette. Cette variation dynamique de l'effort normal ne peut pas être prise en compte par les méthodes de dimensionnement traditionnelles et ceci rend de plus en plus nécessaire l'utilisation de calculs non linéaires d'intégration temporelle au moins pour des structures à haute risque.

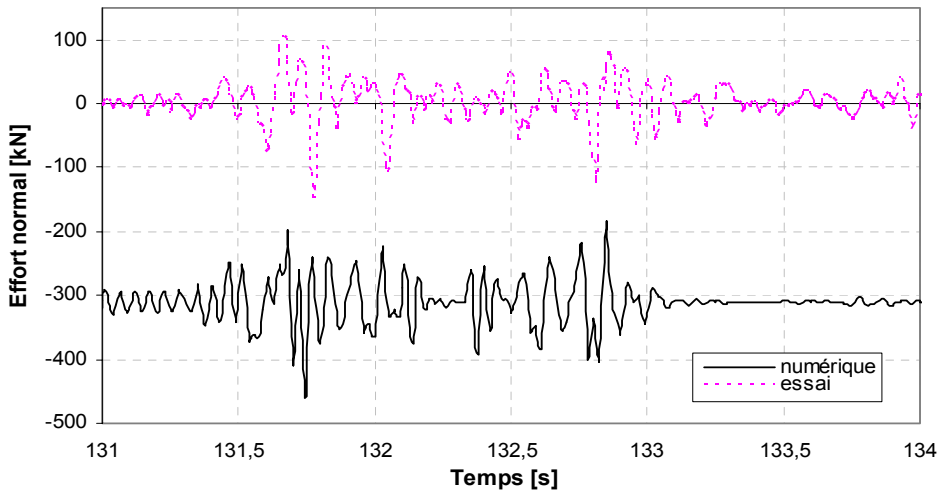


Figure 46- Maquette ECOLEADER : Test T6- Variation de l'effort normal dynamique à la base de niveau 1 (approche simplifiée).

3.1.3.2 Etats de dégradation

Nous choisissons sur la courbe de déplacement en tête de mur XG deux « instants » afin de présenter l'évolution de l'endommagement et de plasticité dans la maquette. Nous regardons plus précisément les instants t1=131.7s et t2=132.6s correspondant aux déplacements maximaux durant le dernier test (T6).

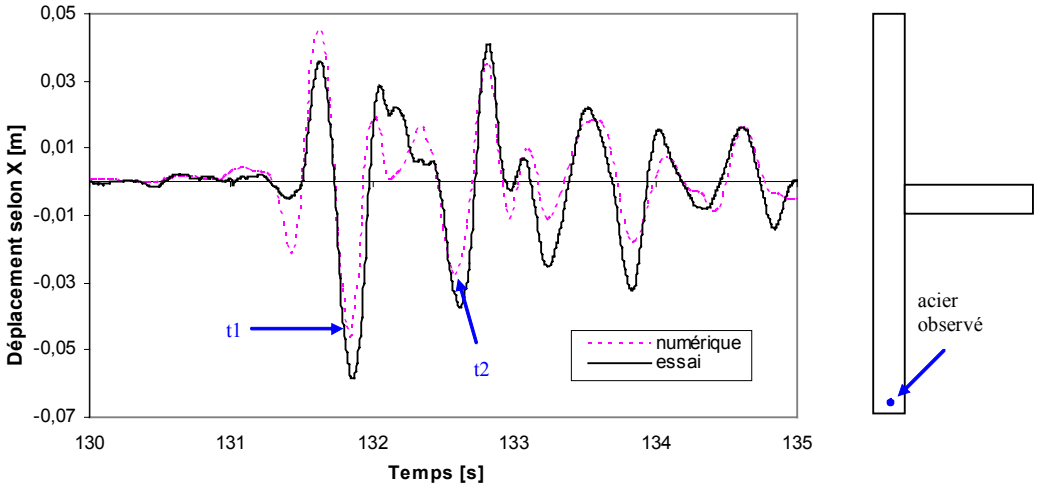


Figure 47- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Instants retenus pour observer l'évolution des dommages (approche simplifiée).

A t1=131.7s et t2=132.6s (figures 48 et 49 respectivement), la déformation maximale calculée dans l'armature qui se trouve à la partie SG du mur XG dépasse largement la limite de rupture trouvée expérimentalement sur échantillon de barre (environ 1.6%) en traction. La rotule plastique semble néanmoins se concentrer entre le 1 et le 2 niveau. La courbe contraintes – déformations dans cette armature (figure 50) montre néanmoins que les déformations dues à la compression ne sont pas importantes.

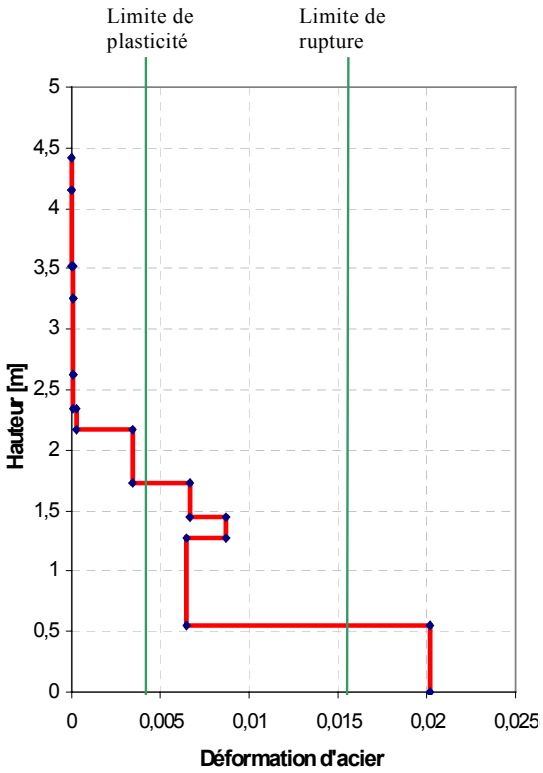


Figure 48- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Déformation d'acier à t1=131.7s (approche simplifiée).

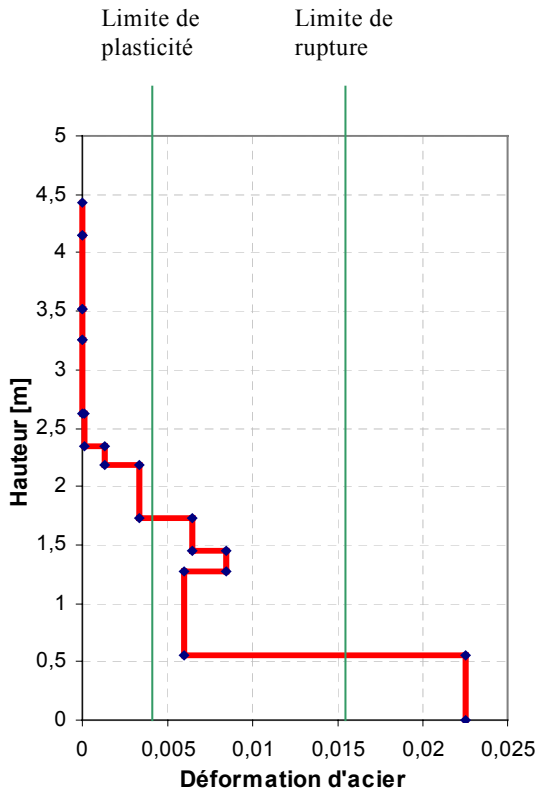


Figure 49- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Déformation d'acier à t2=132.6s (approche simplifiée).

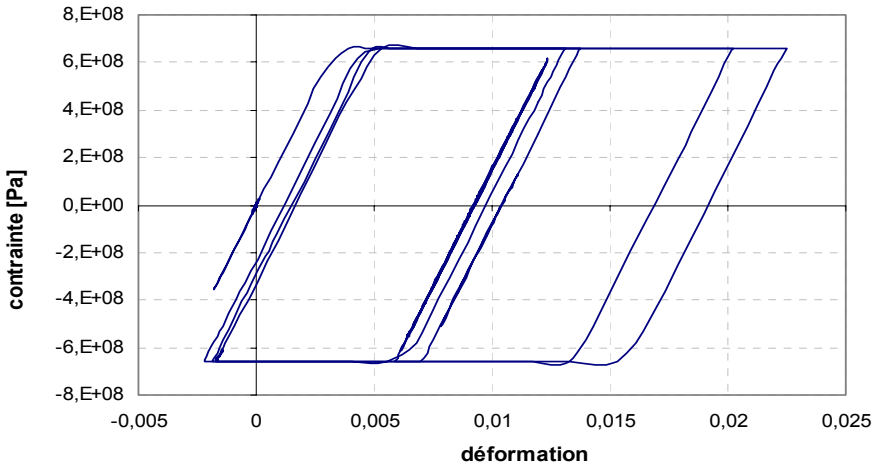


Figure 50- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Relation contrainte/ déformation dans l'acier au premier arrêt (niveau 1) (approche simplifiée).

Le niveau de dégradation de béton peut être représenté par la carte d'endommagement dû à la traction et à la compression. L'indicateur d'endommagement varie normalement entre 0 et 1. En filtrant ces valeurs entre 0.95 et 1, nous pouvons visualiser des fissures de taille visible et ainsi pouvoir les distinguer des « micro- fissures ». La figure 51 représente la distribution de l'endommagement dû à la traction qui se trouve localisé entre le niveau 1 et le 2 dans une des fibres « béton » les plus endommagée .

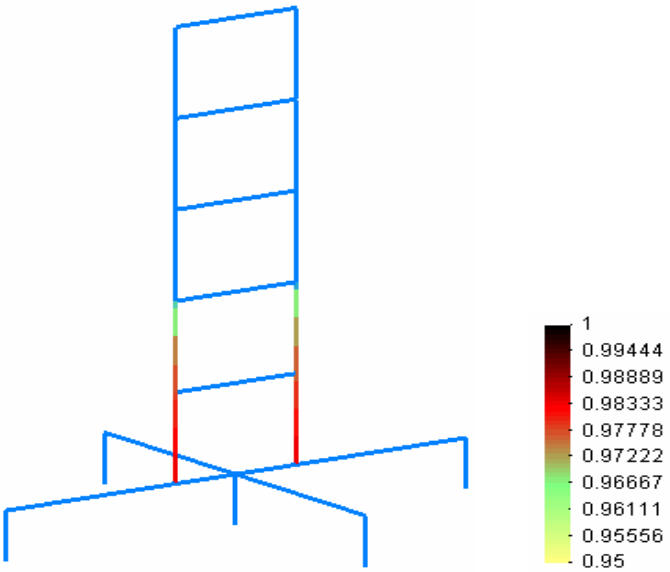


Figure 51- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Carte d'endommagement dû à la traction (approche simplifiée).

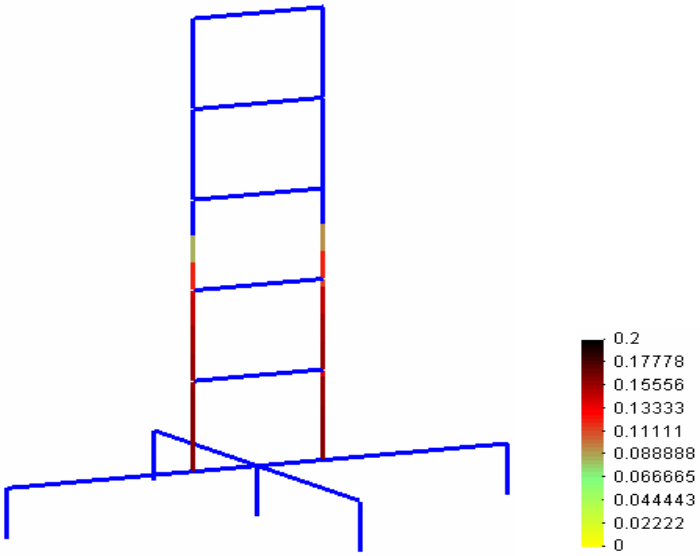


Figure 52- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Carte d'endommagement dû à la compression (approche simplifiée).

La figure 53 illustre la distribution au sein d'une section du mur à la base de la structure montrant une dissymétrie d'endommagement au sein du mur extérieur et quelques faibles endommagements dans le mur intérieur de plus l'endommagement est moins important dans mur Y que dans le mur X. Ces résultats rejoignent ceux trouvés avec la modélisation raffinée (cf. figures 78-79). Par ailleurs 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 16, 54).

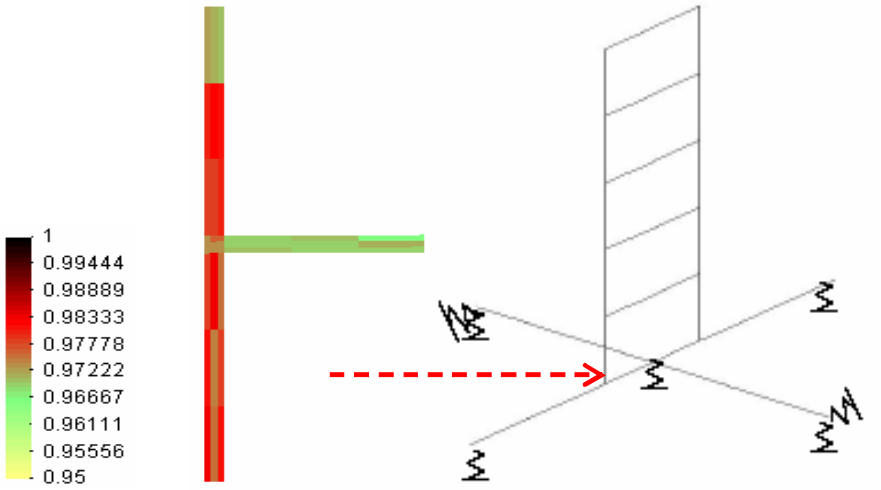


Figure 53- Maquette ECOLEADER : Test T6 : Endommagement dû à la traction dans une section à la base de la maquette (approche simplifiée).

Figure 54- Maquette ECOLEADER : Etat de la maquette à la fin de l'essai (T6).

3.1.3.3 Comparaison avec l'état limite ultime de résistance (ELU)

Dans les figures 55 à 58 l'ensemble des valeurs (M,N) numériques est présenté en comparaison avec les courbes d'interaction ELU déterminées avec les approches BAEL traditionnelles (traits pleins). 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 le niveau T3 (voir figure 13). Pour le dernier niveau de chargement (T6), le modèle numérique prévoit l'atteinte d'une situation ultime de la section due aux importantes déformations de compression qui conduisent à l'écrasement du béton et probablement au flambement des aciers (voir figures 18, 19).

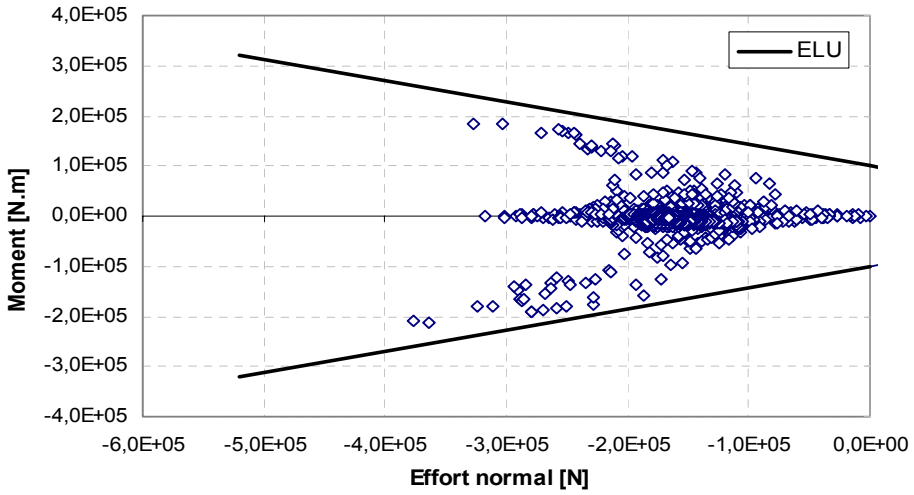


Figure 55- Maquette ECOLEADER : Test T3- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG (approche simplifiée).

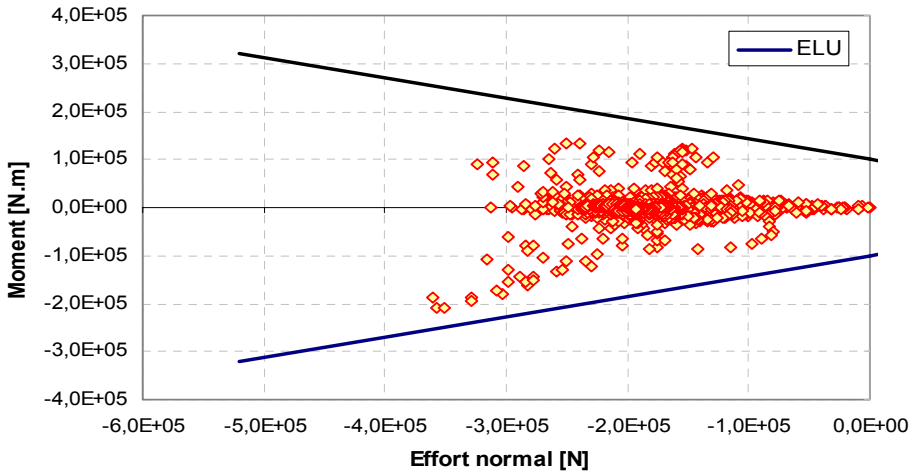


Figure 56- Maquette ECOLEADER : Test T3- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD (approche simplifiée).

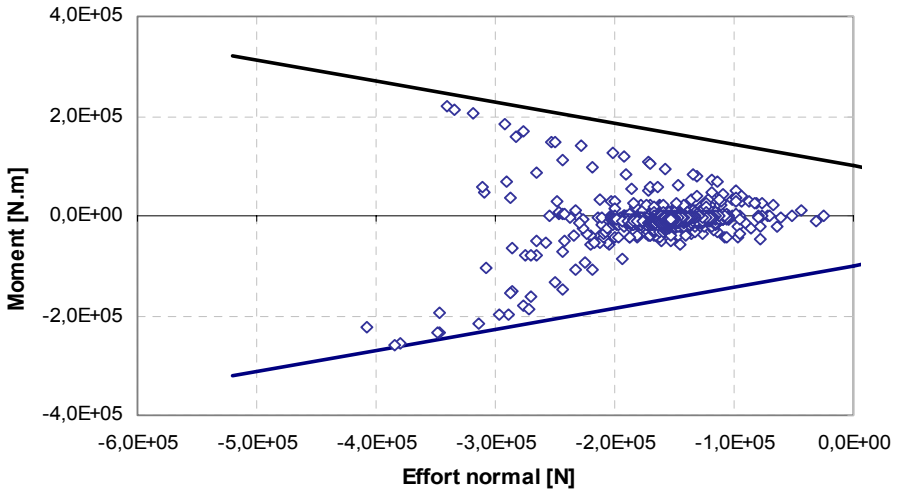


Figure 57- Maquette ECOLEADER : Test T6- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XG (approche simplifiée).

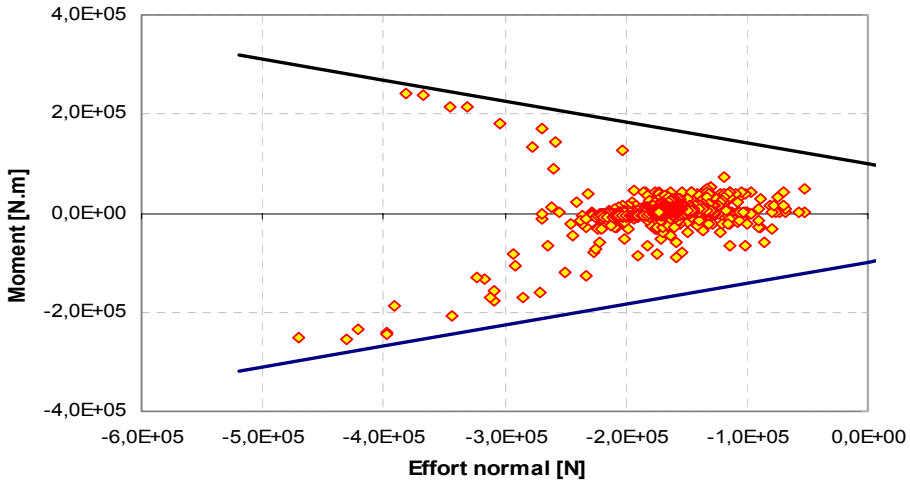


Figure 58- Maquette ECOLEADER : Test T6- Interaction M-N à la base du niveau 1, mur XD (approche simplifiée).

Le tableau 16 regroupe les valeurs maximales des variables globales calculées et mesurées. 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 30 %.

Niveau signal	**T3**		**T4**		**T5**		**T6**	
Comparaison	**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 X (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	-	-367	-	-421	-	-407	-
	(Δ=–228)	-	(Δ=–217)	-	(Δ=–271)	-	(Δ=–257)	-
Mur X gauche (min)	-30	-	-65	-	-63	-	-24	-
	(Δ=+55)	-	(Δ=+85)	-	(Δ=+87)	-	(Δ=+126)	-
Mur X droit (max)	-408		-421		-453		-469	
	(Δ=–258)		(Δ=–271)		(Δ=–303)		(Δ=–314)	
Mur X droit (min)	-74		-53		-43		-53	
	(Δ=+76)		(Δ=+97)		(Δ=+117)		(Δ=+97)	

Tableau 16- Maquette ECOLEADER : Comparaison des valeurs maximales pour toute la séquence de chargement (approche simplifiée).

3.2 Approche complète par une description éléments finis 3D (URGC INSA)

Cette partie présente les résultats des calculs non linéaires effectués à l'URGC Structure de l'INSA de Lyon sur la maquette française testée dans le cadre du programme SAFERR et ECOLEADER sur la table sismique du LNEC dans le même esprit que la présentation « 3S ». La première partie décrit brièvement les différents modèles de matériaux constitutifs utilisés. Dans la deuxième partie les caractéristiques des matériaux adoptées dans l'analyse sont présentées. Les résultats globaux et locaux obtenus sont comparés à ceux issus de l'expérience dans la troisième partie. La quatrième partie étudie les efforts internes et l'état ultime limite de résistance. Dans la dernière partie les différents apports possibles de la modélisation à la conception sont présentés.

3.2.1 Modèle de matériaux constitutifs

3.2.1.1 Modèle de béton

Le modèle béton, développé à l'INSA de Lyon dans le code CASTEM 2000 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, 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 activée. La description de la fissuration consiste alors en trois relations indépendantes entre contrainte et déformation 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 en restaurant les raideurs correspondantes.

3.2.1.1.1 Béton intègre

Deux surfaces de rupture sont définies, pour le domaine des compressions et pour le domaine des tractions (Figure 59). La surface de rupture à 2 paramètres de Nadai, de type Drucker-Prager, est définie par une relation linéaire entre les contraintes octaédrales τ_{oct} et σ_{oct}. L'expression mathématique de cette surface est définie pour le domaine des compressions par :

$$f_{comp}(\sigma_{oct},\tau_{oct}) = \frac{\tau_{oct} + a\sigma_{oct}}{b} - f_c^{'} = 0\,, \qquad \sigma_1 < 0 \text{ et } \sigma_2 < 0$$

Pour le domaine des tractions (traction pure ou traction-compression), la surface de rupture s'exprime :

$$f_{trac} - f_t^{'} = 0\,,\ \sigma_1 > 0 \text{ et / ou } \sigma_2 > 0$$

où :

$\sigma_{oct} = I_1 / 3$ et $\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2J_2}{3}} = \sqrt{\frac{2}{9}}\sigma_{eq}$,

σ_{eq} - contrainte équivalente de Von Mises,

$a = \sqrt{2}\frac{\beta - 1}{2\beta - 1}$, $b = \frac{\sqrt{2}}{3}\frac{\beta}{2\beta - 1}$ et $\beta = f_c^{'} / f_{cc}^{'}$,

$f_t^{'}$ - résistance du béton en traction uniaxiale,

$f_c^{'}$ - résistance du béton en compression uniaxiale,

$f_{cc}^{'}$ - résistance du béton en compression biaxiale pour $\sigma_{xx} / \sigma_{yy} = 1$ et $\tau_{xy} = 0$,

I_1 - le premier invariant du tenseur des contraintes,

J_2 - le second invariant du déviateur des contraintes.

Les paramètres du critère a et b fonctions de α et de β sont déduits à partir de trois essais : compression uniaxiale f'c, traction uniaxiale ft' et compression biaxiale f'cc, ($\sigma_{xx} / \sigma_{yy} = 1$ et $\tau_{xy} = 0$).

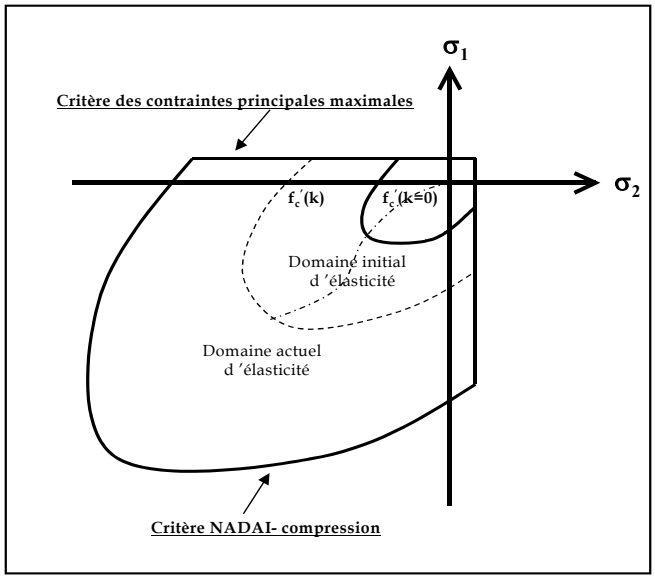


Figure 59- Surface de rupture et surfaces de charge dans le plan des contraintes principales.

3.2.1.1.2 Béton fissuré

Lorsque la surface de rupture dans le domaine des tractions est atteinte, le comportement du matériau est considéré uniaxial dans chaque direction d'orthotropie donnée par les directions parallèle et normale à la fissure. La direction de la fissure est perpendiculaire à la direction de la contrainte principale maximale de traction (Figure 60) elle est déterminée classiquement à l'aide des matrices de changement d'axes.

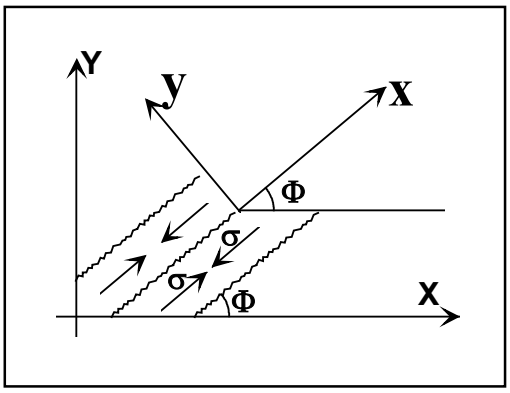


Figure 60- Repère lié à la fissure

Lors de l'incrément de charge qui provoque la fissuration en un point matériel donné, le passage du modèle élastoplastique biaxial au modèle orthotrope découplé demande un traitement spécifique et plusieurs règles de raccordement sont utilisées pour assurer la continuité entre les deux modèles. Le comportement du béton fissuré dans chaque direction est ensuite décrit par une loi uniaxiale cyclique. Le tenseur des contraintes dans le repère local est complété par la contrainte de cisaillement, calculée élastiquement avec un module de cisaillement réduit pour rendre compte de l'effet d'engrènement de la fissure correspondant au frottement des surfaces des lèvres de la fissure. Cet effet est pris en compte implicitement dans la loi en diminuant arbitrairement le module de cisaillement initial par l'intermédiaire d'un facteur de transfert de cisaillement η. Il est à noter que ce paramètre peut évoluer en fonction de la dilatation dans la direction perpendiculaire à la fissure.

3.2.1.1.3 Loi uniaxiale cyclique

La loi uniaxiale mise en œuvre permet de rendre compte des principaux phénomènes que l'on observe lors d'un chargement constitué d'un petit nombre de cycles alternés. Examinons sur la Figure 61 le comportement d'un point initialement tendu qui fissure complètement avant de subir une recharge opposée en compression. Elastique jusqu'à l'atteinte de la résistance en traction simple: f_t (trajet 1), le béton fissure ensuite suivant une raideur négative (pente E_{ts}, trajet 2), jusqu'à une déformation $\varepsilon_{tm} = \varepsilon_{rupture}^{trac}$. Au-delà, l'ouverture de la fissure se fait à contrainte nulle (trajet 3). Quand la sollicitation change de sens, une contrainte de compression croissante est nécessaire pour refermer progressivement la fissure (pente $E_1 \neq E_0$, trajet 4). Celle-ci est considérée complètement fermée à une contrainte inférieure à $-f_t$, niveau à partir duquel la raideur est complètement restaurée (trajet 5). La description du trajet 4 est basée sur des essais qui montrent que les lèvres d'une fissure en regard ne coïncident pas et se déforment sous l'effet d'une contrainte tendant à refermer la fissure, et que la raideur du béton sain ne se restaure qu'à refermeture complète. La refermeture de la fissure se fait toutefois à contrainte nulle tant que la déformation est supérieure à un certain seuil: $3*\varepsilon_{tm}$. Le trajet 5 suit la loi non-linéaire du béton en compression simple jusqu'à une nouvelle inversion du chargement, inversion qui provoque une décharge selon une droite de pente E_2 (trajet 6) passant par un point focal (f_c ; ε_0), avec $\varepsilon_0 = f_c / E_0$.

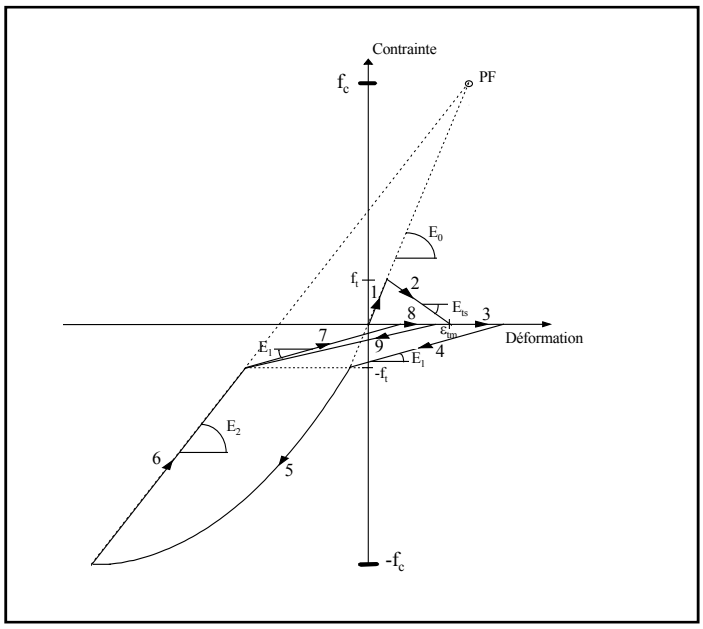


Figure 61- Modèle uniaxial cyclique: point initialement tendu

En effet, les expériences montrent que le module à la décharge est différent du module initial suite à l'endommagement du béton en compression. Quand la contrainte dépasse $-f_t$ (trajet 7), le module E_1 correspondant à la refermeture de la fissure est retrouvé. Les trajets 8 et 9 suivent les mêmes règles que les trajets 3 et 4.

Le comportement d'un point initialement comprimé ou celui d'un point qui n'a pas totalement fissuré sous une inversion de chargement est décrit par des lois similaires qui ont été présentées en détail ailleurs [8].

3.2.1.2 Modèle acier

Le comportement de l'acier est représenté par le modèle modifié de Menegoto-Pinto [9]. La courbe monotone contrainte-déformation (Figure 62) se compose de trois régions : la zone linéaire, le plateau plastique et la région d'écrouissage. Apres l'affranchissement du point de rupture la contrainte chute à zéro. La loi cyclique reproduit l'effet Bauschinger et le flambement des barres en compression lorsque les cadres ne sont pas suffisamment rapprochés (Figure 63)

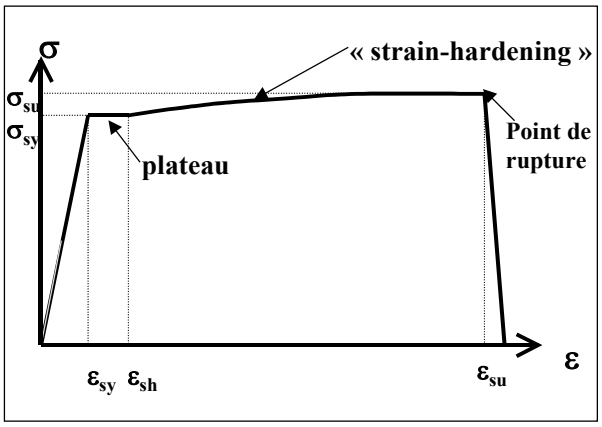


Figure 62- Modèle de l'acier sous chargement monotone (d'après [9]).

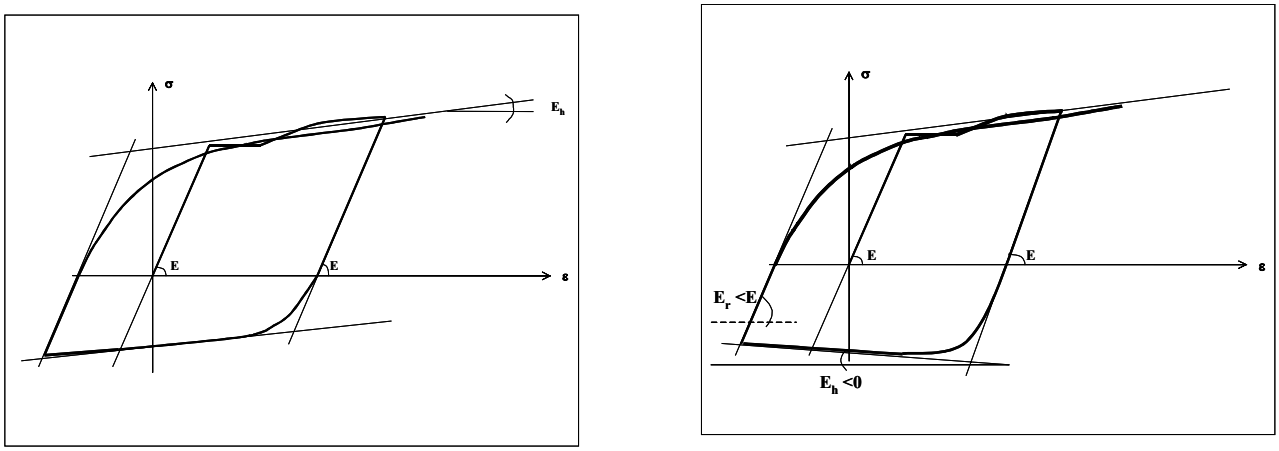


Figure 63- Comportement sous chargement cyclique et prise en compte du flambement

3.2.2 Choix des caractéristique des matériaux

La plupart des caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier) adoptées dans l'analyse sont basées sur les résultats des essais sur éprouvettes [10] et les codes en vigueur. Pour identifier la déformation à la rupture en compression du béton εuc et la déformation à la rupture en traction du béton εut, nous avons adopté une approche énergétique, comme proposé par FEENSTRA et de BORST [11]. Ces paramètres ont été calculés à partir de l'énergie de rupture en compression et en traction, et de la longueur caractéristique de l'élément. Cette approche permet de garantir une certaine objectivité du maillage, sans pour autant résoudre les problèmes de localisation. Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées dans l'analyse sont donc les suivantes :

Béton voiles :

Module de Young: Eb = 30 000 MPa,
Coefficient de Poisson: $\nu = 0.20$,
Résistance en compression: fc = 32.0 MPa
Résistance en traction: ft = 2.2 MPa
Déformation à rupture en traction: $\varepsilon ut = 0.8 \times 10^{-3}$

Déformation à rupture en compression: $\varepsilon uc = 8.0x\ 10^{-3}$
Facteur de transfert de cisaillement $\eta = 0.01$

Aciers (ferraillage des voiles X):

Module de Young: Ea = 200 000 MPa,
Limite d'élasticité: $\sigma e = 660$ MPa
Limite de rupture: $\sigma R = 680$ MPa
Déformation à la rupture en traction: $\varepsilon u = 1.8$ %

Aciers (ferraillage du voile Y):

Module de Young: Ea = 200 000 MPa,
Limite d'élasticité: $\sigma e = 615$ MPa
Limite de rupture: $\sigma R = 700$ MPa
Déformation à la rupture en traction: $\varepsilon u = 10\%$

3.2.3 Résultats globaux et locaux. Comparaison calcul- expérience

Les analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées en considérant l'enchaînement de tous les séismes successifs appliqués lors des essais:

stage 1 (T0): 0.30 g dans le sens X et 0.00 g dans le sens Y

stage 2 (T1): 0.00 g dans le sens X et 0.17 g dans le sens Y

stage 3 (T2): 0.28 g dans le sens X et 0.16 g dans le sens Y

stage 4 (T3): 0.52 g dans le sens X et 0.27 g dans le sens Y

stage 5 (T4): 0.58 g dans le sens X et 0.31 g dans le sens Y

stage 6 (T5): 0.74 g dans le sens X et 0.36 g dans le sens Y

stage 7 (T6): 0.84 g dans le sens X et 0.50 g dans le sens Y

Lors des tests de caractérisation de la maquette, seulement la valeur de la deuxième fréquence propre (selon la direction OY, $f_2 = 7.13$ Hz) a été fournie. La mesure de la première fréquence (selon la direction OX) n'a pas été fiable. Dans ces conditions, nous avons choisi pour la première fréquence de l'ensemble table-maquette une valeur $f_1 = 4.50$ Hz (de façon à bien simuler le premier essai unidirectionnel dans la direction OX) et une valeur $f_2 = 7.0$ Hz pour la deuxième fréquence propre (proche de celle mesurée). Il est à noter que le calage des fréquences propres a été effectué en modifiant seulement les raideurs des ressorts de la table, les caractéristiques des matériaux de la maquette étant celles déjà présentées au point 2. Les mesures expérimentales n'ont pas fourni la valeur du pourcentage d'amortissement critique correspondant aux premiers modes de vibration. Dans ces conditions et en considérant le fait que la maquette se trouvait dans un bon état initial avant les essais, sans fissures importantes visibles, une valeur de 1% pour l'amortissement critique correspondant au premier et deuxième mode de vibration a été choisi. La méthode de type Rayleigh a été alors appliquée pour construire la matrice d'amortissement $[C] = \alpha[M]+\beta[K]$, [M] et [K] étant la matrice de masse et de raideur, α et β étant déterminés de façon à obtenir 1% d'amortissement critique sur le premier mode et 1% sur le deuxième.

Les Figures 64 à 75 présentent l'évolution des déplacements en têtes expérimentales et numériques dans les deux directions horizontales de réponse OX et OY. De ces comparaisons

on peut noter une meilleure prédiction du comportement dans la direction OX. Dans cette direction, même si la variation fréquentielle du déplacement en tête n'est pas toujours bien décrite, les valeurs maximales calculées sont cohérentes avec celles obtenues expérimentalement. Généralement, par rapport à l'expérience, les amplitudes du déplacement dans la direction OY sont sous-estimées et les fréquences de vibration dans cette direction sont surestimées.

Suite à cette première étape de calcul nous avons effectué une deuxième série de calculs en réduisant les valeurs des deux premières fréquences d'environ 5% à 10%, tout en modifiant la rigidité de la table. Ainsi, nous avons supposé une maquette un peu plus flexible, ayant pour les deux premières fréquences propres les valeurs : f_1 = 4.20 Hz et f_2 = 6.40 Hz, hypothèse justifiée par la mauvaise qualité de la mesure des fréquences expérimentales. Dans les Figures 76 et 77 la comparaison des déplacements en tête pour les deux premiers séismes indique une meilleure concordance en fréquence, surtout pour le deuxième séisme dans la direction OY. Comme pour les séismes suivants, les résultats de la deuxième série de calculs sont pratiquement identiques à ceux obtenus dans la première étape, aucune comparaison n'est présentée, par souci de concision. La sous-estimation de la réponse dans le sens OY peut s'expliquer principalement par la méconnaissance de la rigidité des ressorts de la table. La raideur de ces ressorts ainsi que leur évolution ne pourrait être correctement décrite sans disposer d'un modèle détaillé de comportement fourni par l'expérimentateur. Dans une première approximation, il semble que de meilleurs résultats pourraient être obtenus en diminuant la raideur des ressorts qui conditionnent le comportement dans la direction OY, d'environ 50%. Toutefois, comme le comportement de la maquette a été dominé par le fonctionnement selon la direction OX, et comme les résultats numériques correspondants sont très cohérents avec l'expérience, des simulations supplémentaires ne semblent pas nécessaires.

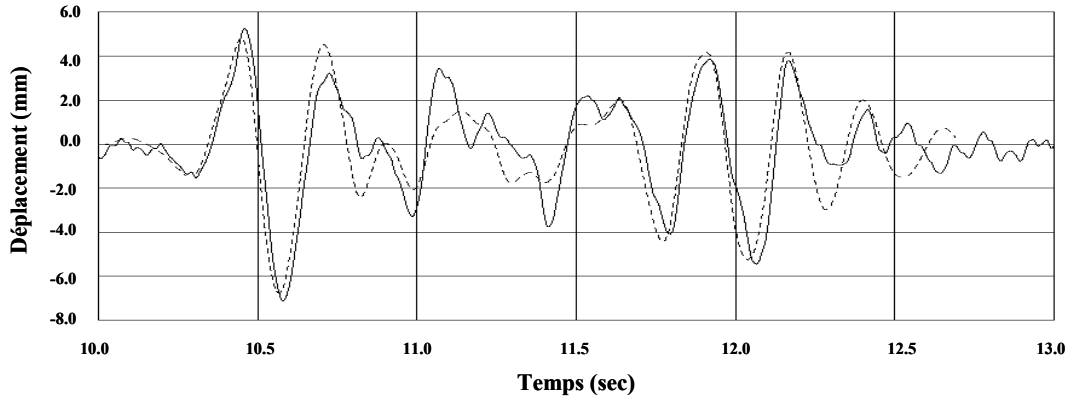


Figure 64- Déplacement en tête dans la direction OX - T0 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

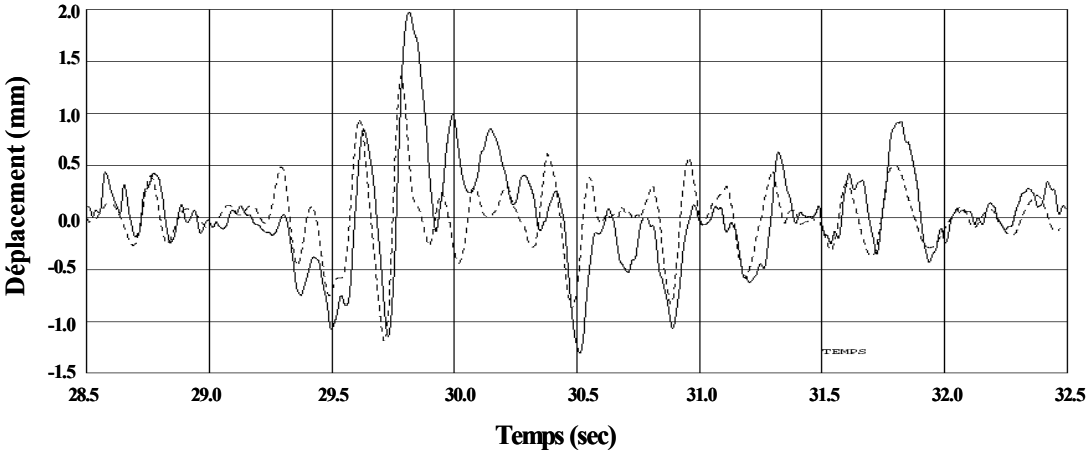


Figure 65- Déplacement en tête dans la direction OY - T1 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

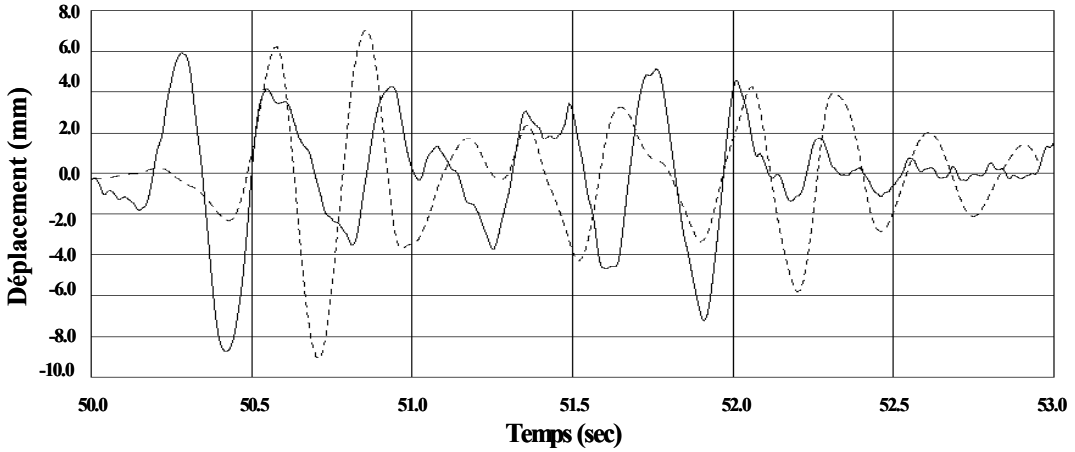


Figure 66- Déplacement en tête dans la direction OX -T2 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

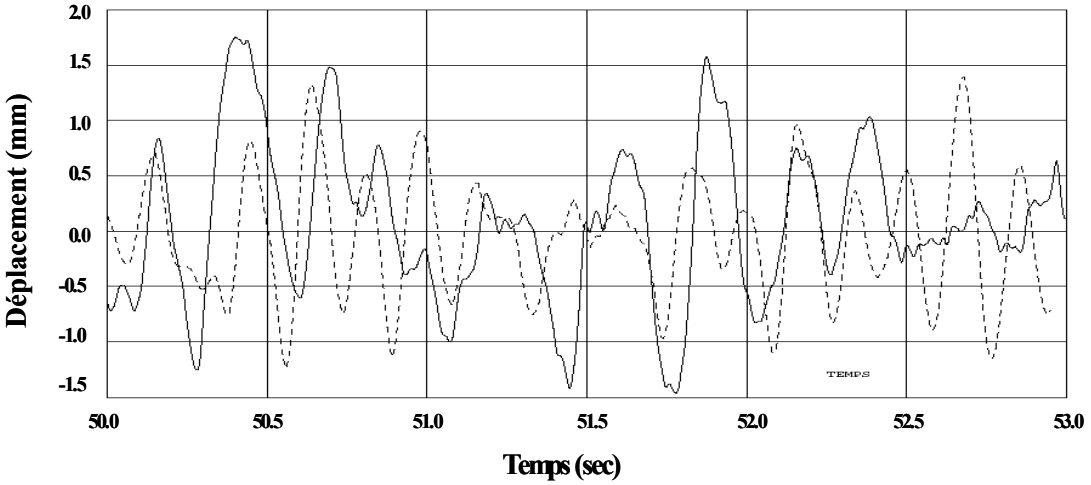


Figure 67- Déplacement en tête dans la direction OY- T2 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

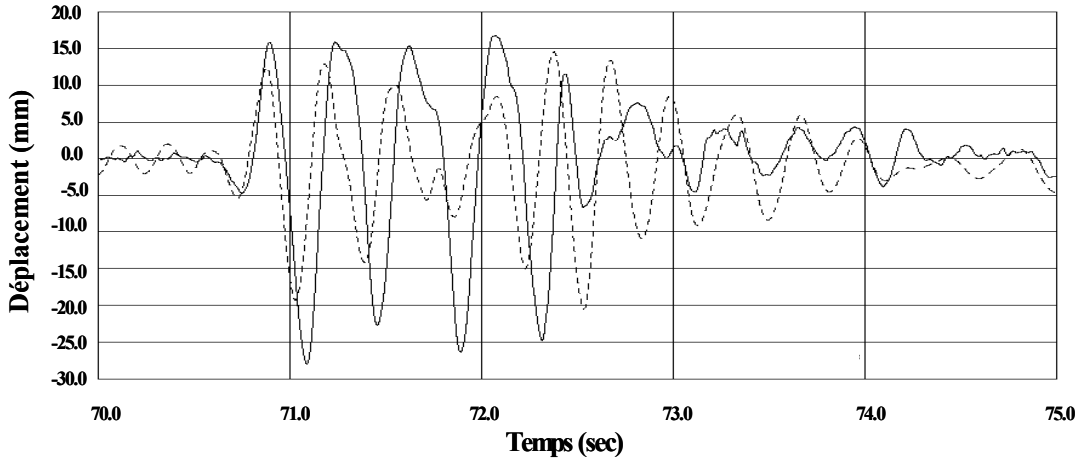


Figure 68- Déplacement en tête dans la direction OX-T3 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

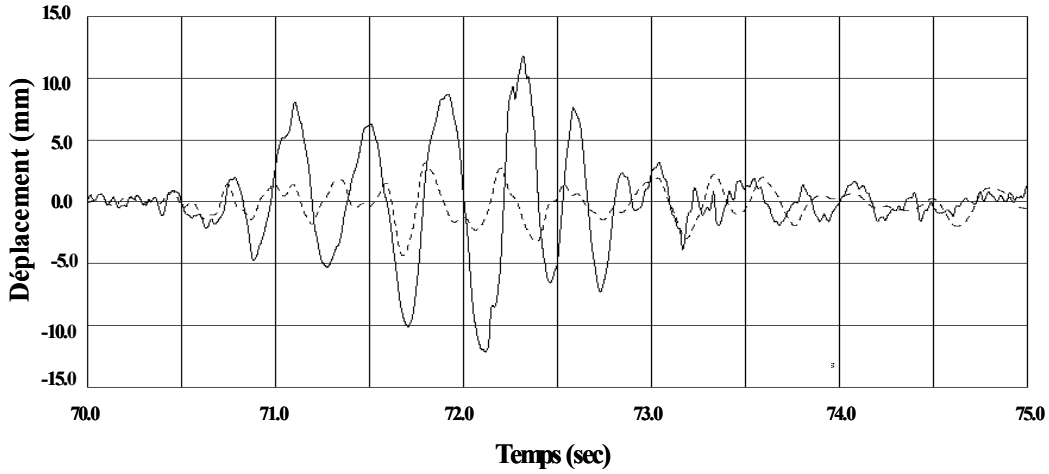


Figure 69- Déplacement en tête dans la direction OY-T3 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

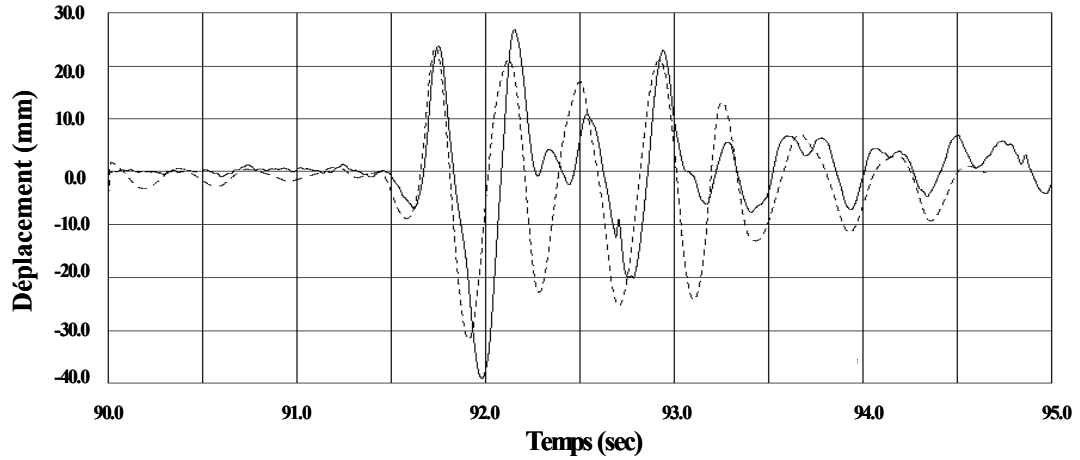


Figure 70- Déplacement en tête dans la direction OX-T4 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

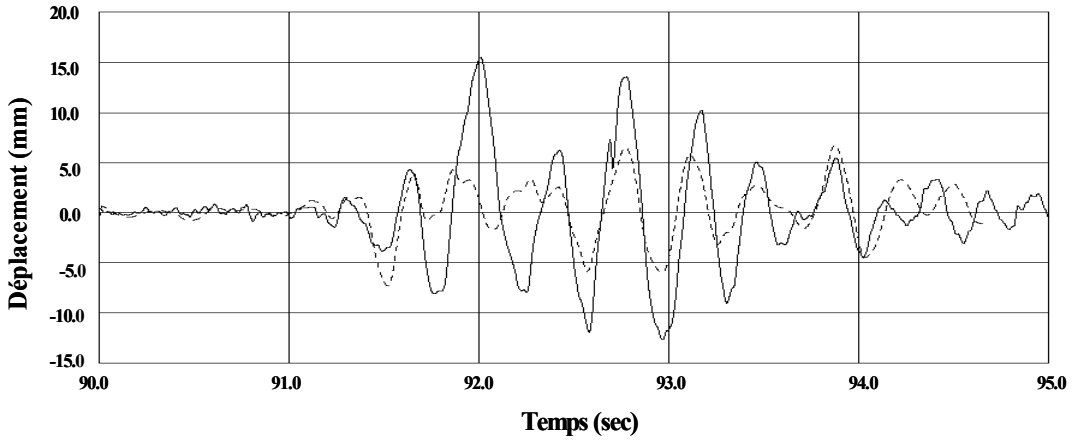


Figure 71- Déplacement en tête dans la direction OY-T4 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

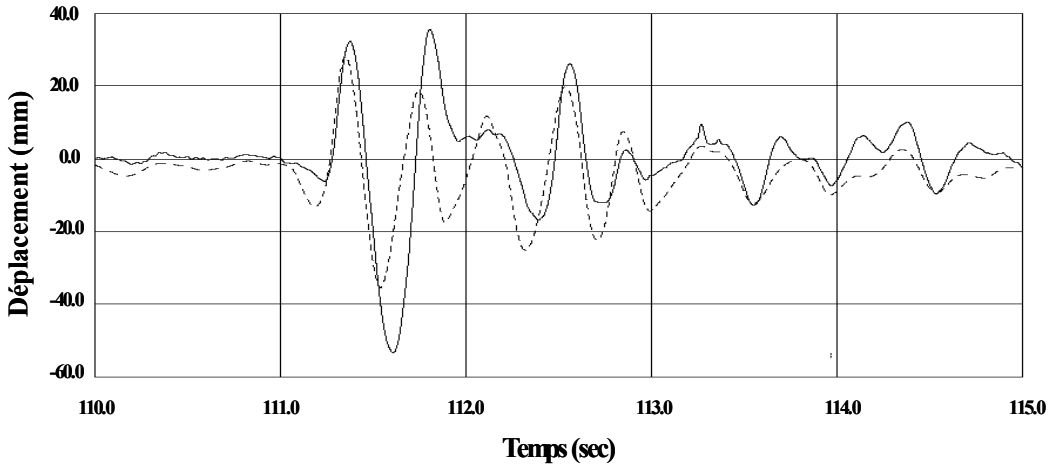


Figure 72- Déplacement en tête dans la direction OX–T5 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

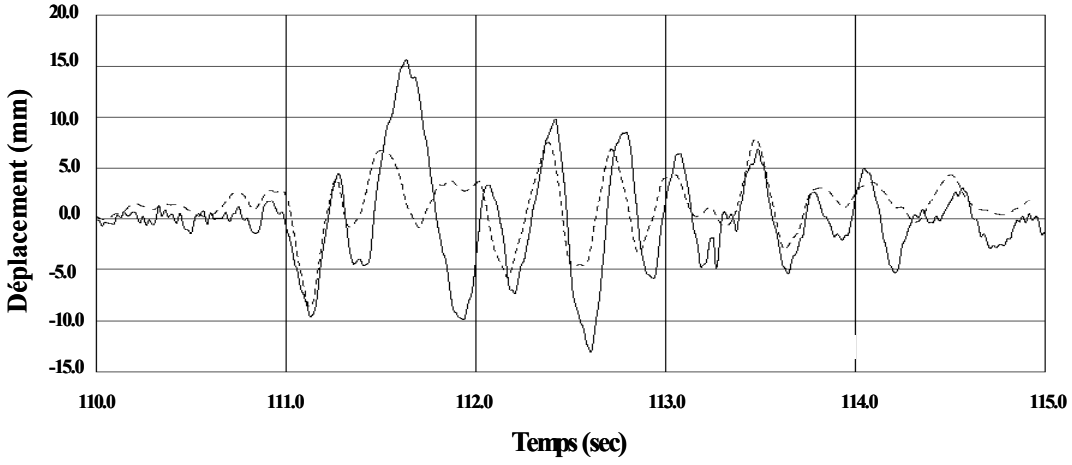


Figure 73- Déplacement en tête dans la direction OY–T5 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

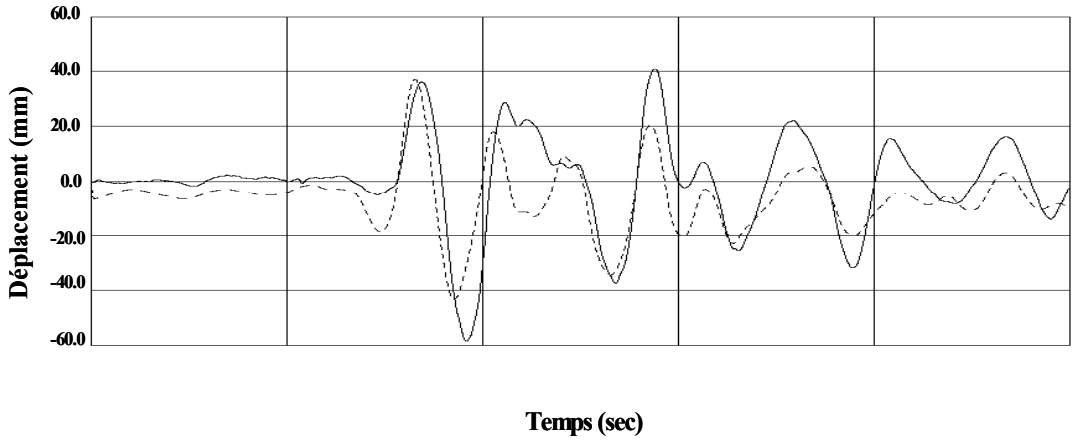


Figure 74- Déplacement en tête dans la direction OX–T6 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

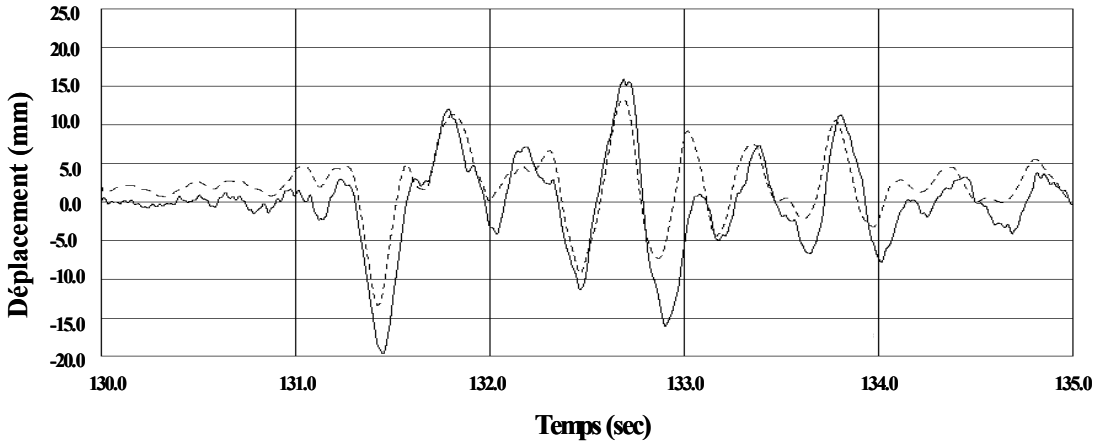


Figure 75- Déplacement en tête dans la direction OY–T6 (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

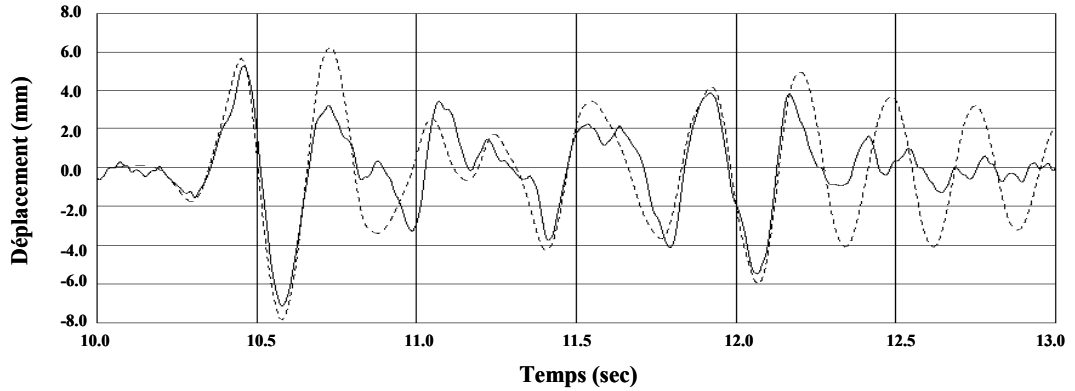


Figure 76- Déplacement en tête dans la direction OX-T0 (fréquences initiales modifiées), (tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

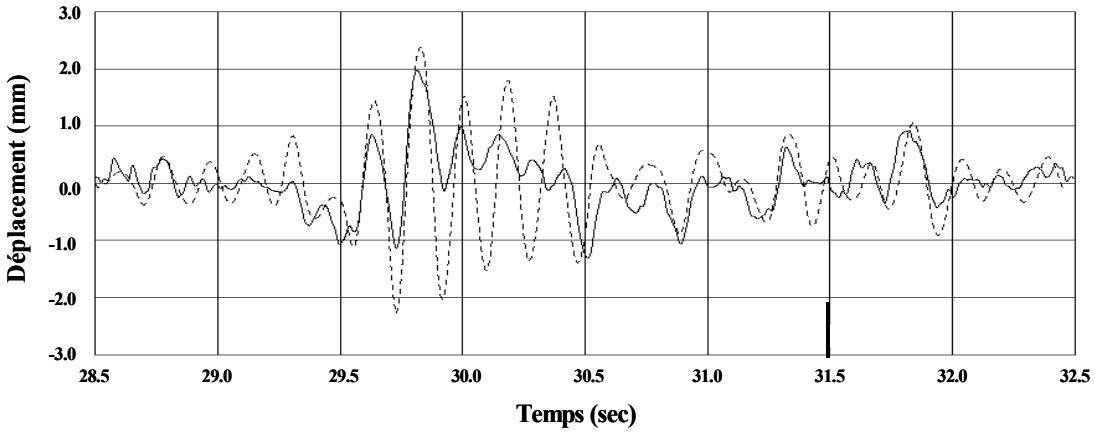
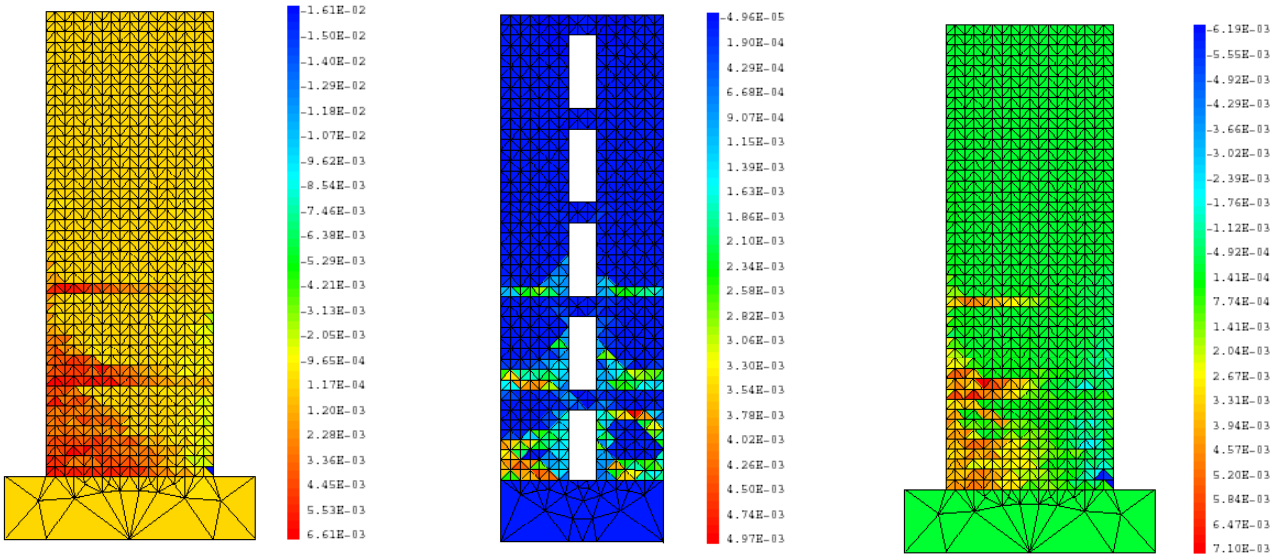


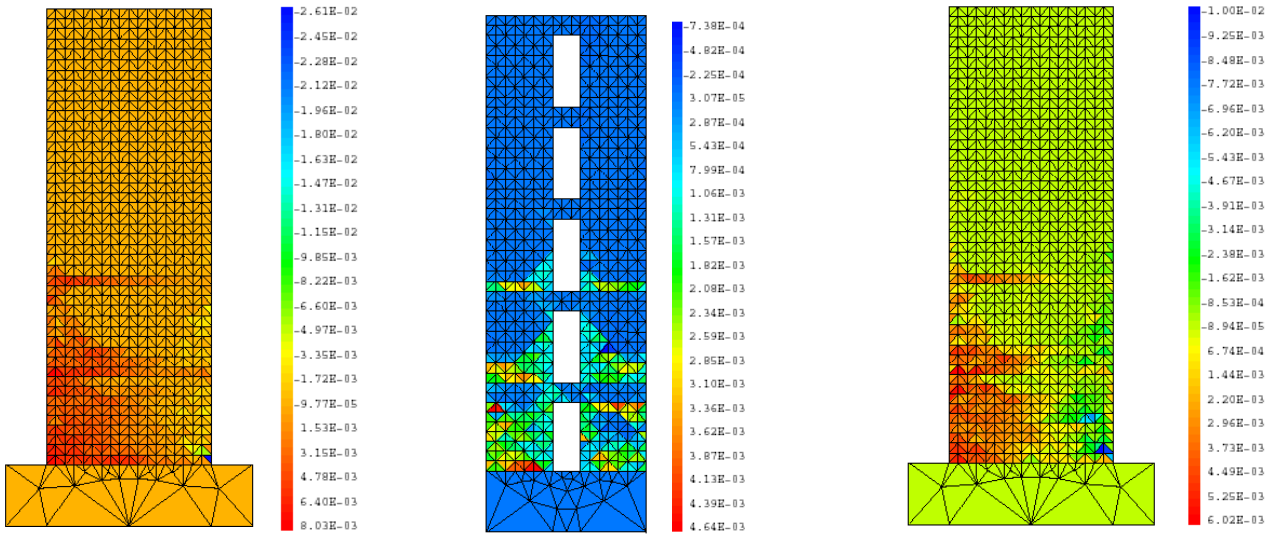
Figure 77- Déplacement en tête dans la direction OY–T1(fréquences initiales modifiées),(tiret continu – exp., tiret pointillé - calcul)

Les Figures 78 et 79 montrent la distribution des déformations verticales dans le béton des trois murs correspondant au pic du déplacement en tête dans la direction OX obtenus lors des essais T4 et T5. On peut remarquer d'une part que les grandes déformations apparaissent dans les deux murs de sens OX, le mur central selon OY (à une fille d'ouverture) ayant des déformations moins importantes. D'autre part, comme les valeurs des déformations en compression à l'extrémité des murs X sont très importantes (de l'ordre de 1.61x10-2 pour l'essai T4 et 2.61x10-2 pour l'essai T5) le béton est l'acier sont localement très sollicités en compression, traduisant l'écrasement du béton avec flambement et rupture de l'acier en compression. En effet, les courbes contraintes – déformations dans les aciers les plus sollicités, situés à l'extrémité des murs X (Figures 81 et 82), indiquent clairement pour l'essai T4, un comportement adoucissant en compression avec flambement des aciers, suivi de la rupture de ces aciers en compression lors de l'essai T5. Ce comportement local est en bon accord avec le fonctionnement observé lors des essais: les extrémités des murs X ont été fortement endommagées avec écrasement du béton, flambement et rupture des aciers. Il est à noter toutefois que le calcul prédit la rupture de l'acier à la base des murs X, lors de l'essai T5, tandis que dans l'expérience la première rupture de l'acier apparaît plus tôt, lors de l'essai T3. Cet aspect devrait être relié d'une part à l'approximation apporté par le calcul qui par sa nature ne peut fournir des résultats locaux très précis, puisque la liaison acier-béton est considérée comme parfaite et la localisation des déformations ne pourrait être bien traduite que par un modèle non local. D'autre part, les aciers situés aux extrémités des murs X sont fragiles, sans palier plastique, la déformation correspondant à la rupture étant comprise entre 1.5 et 1.8%. Comme le calcul a considéré une valeur de 1.8%, des résultats en meilleur accord avec les résultats d'essais, seraient sans doute possibles avec une valeur de déformation à la rupture inférieure à celle adoptée.



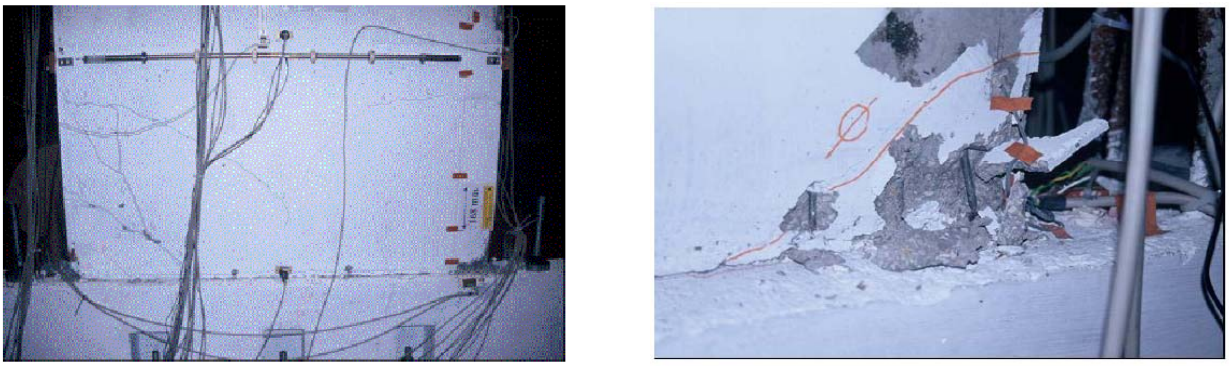
Mur X gauche Mur Y central Mur X droit

Figure 78- Isovaleurs des déformations verticale dans le béton – essai T4



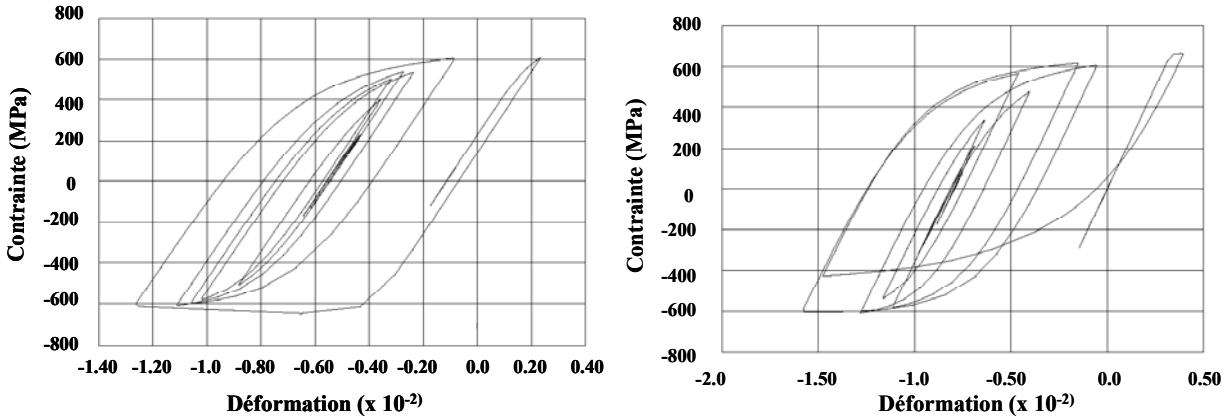
Mur X gauche Mur Y central Mur X droit

Figure 79- Isovaleurs des déformations verticale dans le béton – essai T5



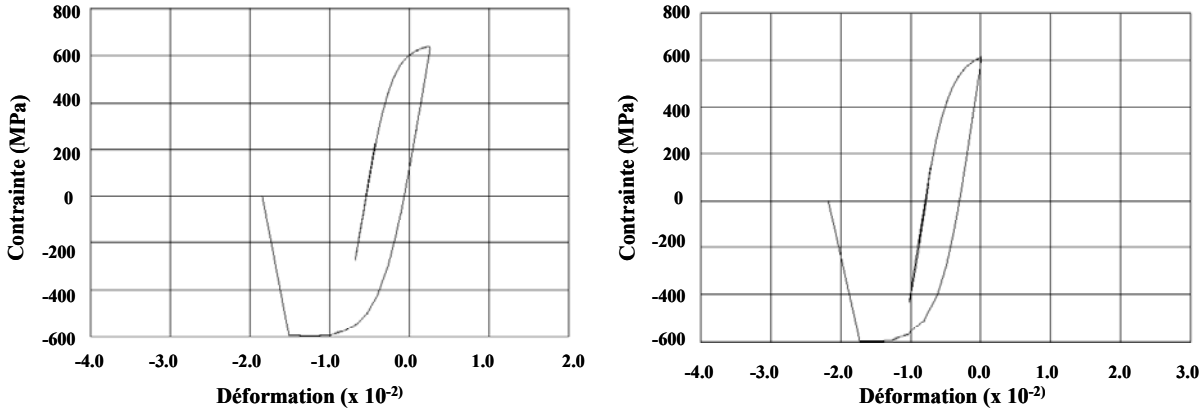
Stage 4

Figure 80- Fissuration et flambement de l'acier à la base du premier étage– essai T3



Mur X gauche Mur X droit

Figure 81- Relation contrainte-déformation dans l'acier le plus sollicité à la base des murs X (essai T4)



Mur X gauche Mur X droit

Figure 82- Relation contrainte- déformation dans l'acier le plus sollicité à la base des murs X (essai T5)

3.2.4 Analyses des efforts internes. Comparaison avec l'état ultime limite de résistance (ELU)

Le tableau 17 rassemble les valeurs maximales des résultats globaux pour les quatre derniers séismes: déplacements, moments, efforts tranchants, efforts normaux. Comme précédemment on observe une meilleure prédiction du comportement dans le plan des murs par rapport au comportement hors plan, le dernier étant toujours sous-estimé. Les valeurs numériques des moments de flexion sont généralement inférieures aux valeurs expérimentales (écart maximal d'environ 25%), mais il est à noter que les valeurs expérimentales données pour les moments par mur sont approchées et s'appuient sur des hypothèses fortes en raison de l'hyperstaticité de la structure.

La recherche CAMUS 2000 [12], [13] a montré le fait que la variation importante de l'effort normal total dans un des voiles de la maquette était due à la superposition de l'effort normal dynamique et de l'effort normal de renversement induit par l'accélération appliquée dans la direction perpendiculaire au plan des murs. Cependant, contrairement au cas de la maquette CAMUS 2000-1, la maquette testée à Lisbonne comporte un voile à fil d'ouverture (orienté selon l'axe OY), perpendiculaire aux voiles orientés selon l'axe OX, ce qui n'était pas le cas de la maquette CAMUS 2000-1. Si la sollicitation est orientée selon l'axe OX, comportant uniquement des charges horizontales, la présence du voile Y induit un effort normal supplémentaire de compression dans chaque voile X et un effort normal de traction dans le voile Y, en absence de toute sollicitation suivant l'axe OY. C'est un effet de nature statique, qui fait son apparition dès que les deux murs X commencent à fissurer : le mur Y est alors sollicité en traction, et les deux murs X en compression, de façon que la somme des efforts normaux soit nulle sur la section. La Figure 83 représentant la variation de l'effort normal dans un des voiles X et dans le voile Y, dans le cas du séisme T0 (unidirectionnel selon OX), montre clairement cet effet : le voile X reçoit une force de compression supplémentaire et le voile Y une force de traction supplémentaire ; ensuite, les oscillations ne se produisent plus autour de la valeur de l'effort normal statique (comme c'était le cas de la maquette CAMUS 2000-1), mais autour d'un effort normal « modifié ». Par conséquent, dans le cas de la maquette testée à Lisbonne, l'effort normal total dans chaque mur est donné par la superposition de l'effort statique constant, de l'effort normal dynamique, de l'effort normal de renversement et de l'effort normal « modifié ».

La dernière ligne du tableau 17 donne les valeurs de l'effort normal total, ainsi que la variation de l'effort normal (Δ) par rapport à l'effort normal statique (N_{st} = -102 KN), dans chaque mur orienté selon l'axe OX. Comme on ne dispose pas de valeurs expérimentales de l'effort normal total dans chaque mur, celles-ci ne sont pas portées sur le tableau. On peut remarquer que les variations d'effort normal sont plus importantes en compression (le poids de la maquette est doublé) qu'en traction. Bien que ces valeurs élevées ne puissent pas être confirmées par des mesures expérimentales, elles ont sans doute conduit à un mode de ruine en flexion composée, avec écrasement du béton comprimé et flambement des aciers. On a déjà vu que ce mode de ruine a été observé expérimentalement et il a été confirmé par le calcul. Par ailleurs, l'examen des Figures 84 et 85 montrent que les couples (M,N) s'approchent du domaine limite de béton armé pour des valeurs importantes du moment de flexion et de l'effort normal de compression, ce qui correspond à un état limite d'une section de béton armé qui ruine par écrasement du béton comprimé et flambement des armatures.

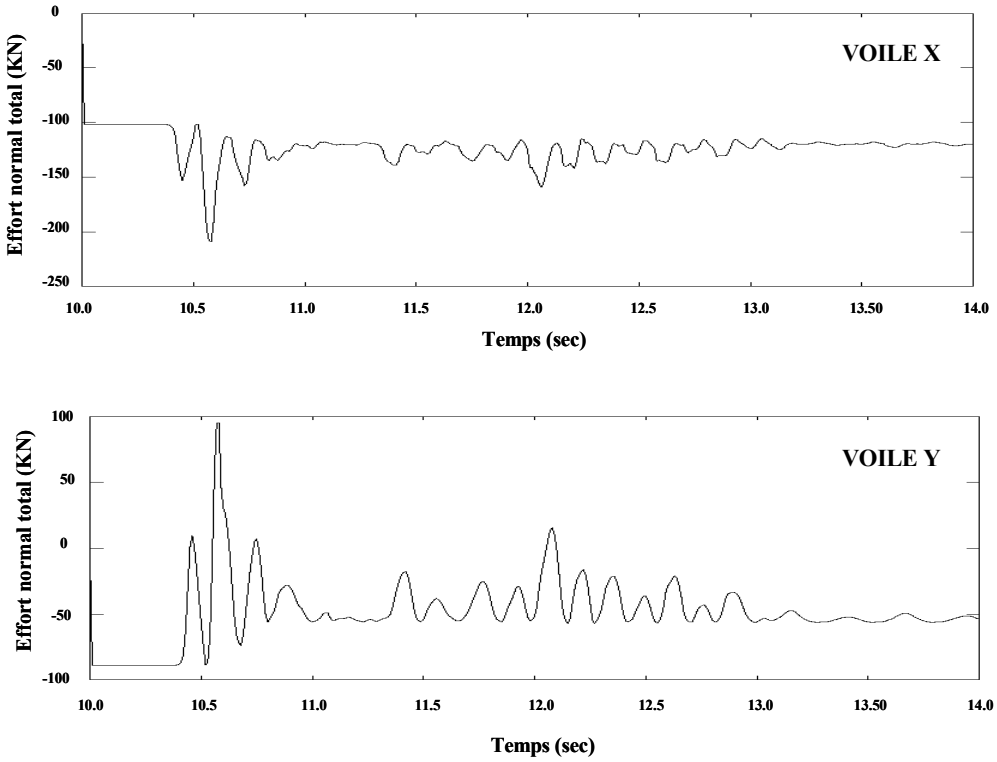
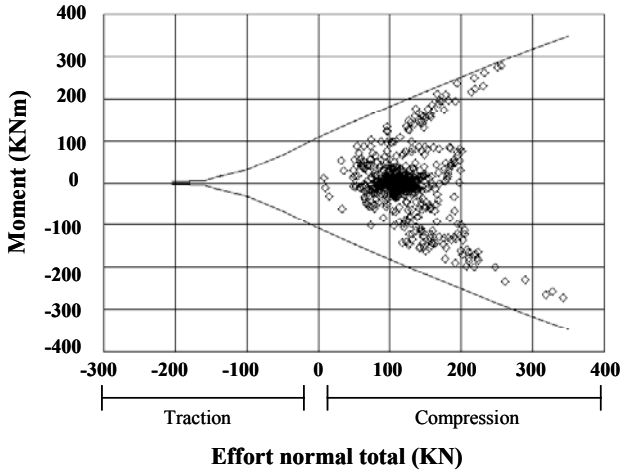


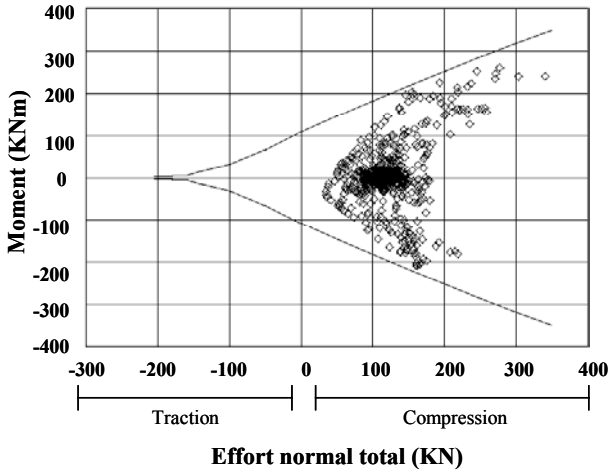
Figure 83- Effort normal total dans le voile X et Y – séisme T0

Tableau 17- Résultats globaux pour les essais T3, T4, T5 et T6

Niveau signal	T3		T4		T5		T6	
comparaison	calcul	essai	calcul	essai	calcul	essai	calcul	essai
Déplacement dans le plan Mur X gauche (mm)	22.5	28.0	31.9	39.2	40.4	53.4	53.6	58.21
Déplacement hors plan (mm)	3.7	12.2	5.6	15.5	8.1	15.6	13.4	19.8
Moment dans le plan (KN.m)								
Mur X gauche	277	300	277	367	283	330	249	299
Mur X droit	260	346	240	394	234	241	214	265
Moment hors plan (KN.m)	200	251	205	246	244	221	295	261
Effort tranchant (KN)								
Mur X gauche	90	93	89	102	95	88	85	111
Mur X droit	89	121	82	117	81	87	91	128

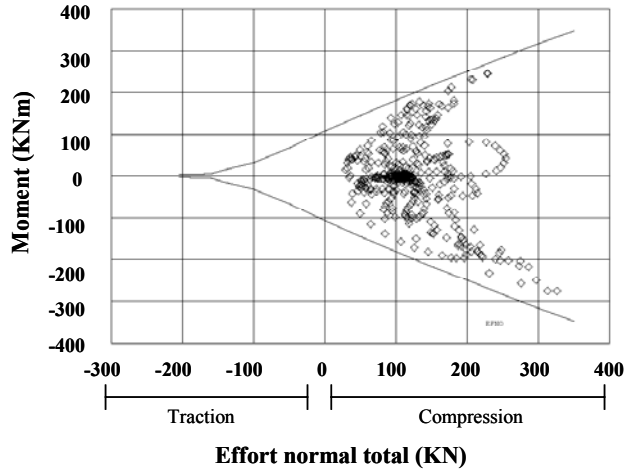
Effort normal total (KN)								
Mur X gauche(max)	-342 (Δ=–240)	- - - -	-362 (Δ=–260) -29 (Δ=+73) -315 (Δ=–213) -9 (Δ=+93)	- - - -	-320 (Δ=–218) -26 (Δ=+76) -297 (Δ=–195) +10 (Δ=+112)	- - - -	-326 (Δ=–224) +25 (Δ=+127) -297 (Δ=–195) +30 (Δ=+132)	- - - -
Mur X gauche(min)	-7 (Δ=+95)							
Mur X droit (max)	-341 (Δ=–239)							
Mur X droit (min)	-35 (Δ=+67)							

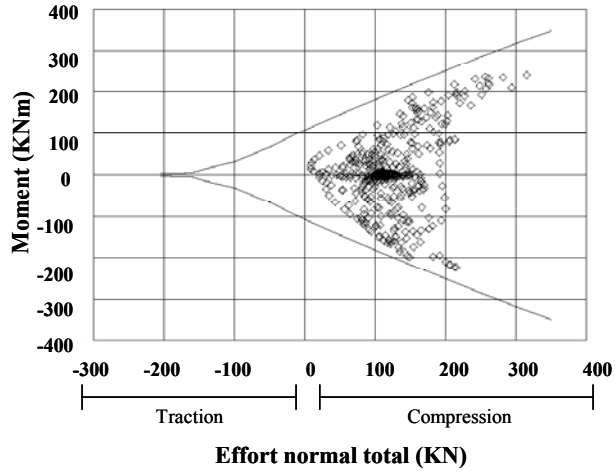




Voile X gauche Voile X droit

Figure 84- Diagramme d'interaction N-M issu du calcul – séisme T3





Voile X gauche Voile X droit

Figure 85- Diagramme d'interaction N-M issu du calcul – séisme T4

Partie4: Expérimentation numérique de la structure sous séisme tri directionnel

4.1 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 prévisionnel. Les performances de la modélisation simplifiée étant avérée c'est, du fait de sa facilité d'utilisation, cette modélisation qui a été utilisée ici.

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 86 et 87.

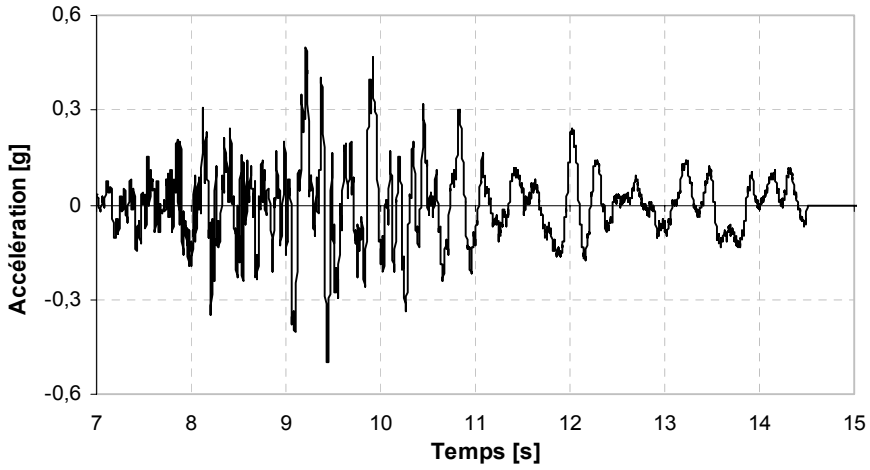


Figure 86- Composante verticale du signal Tolmezzo.

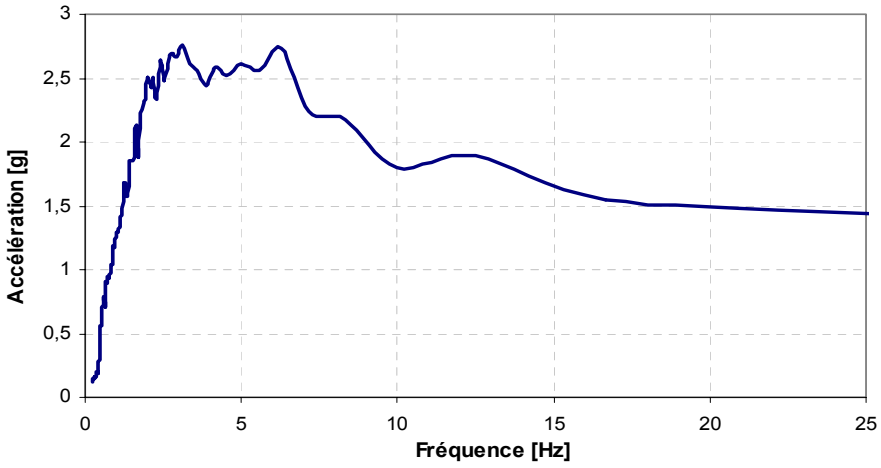


Figure 87- Spectre de réponse de la composante verticale du signal Tolmezzo (amortissement ζ=5%).

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 parties précédentes) :

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 88 - Maquette ECOLEADER : Programme de chargement numérique (approche simplifiée).

4.2 Résultats des calculs prévisionnels

4.2.1 Déplacement relatif inter- étages

Les déplacements relatifs inter- étages selon X pour les différents niveaux de chargements sont représentés dans les figures 89, 90. 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.

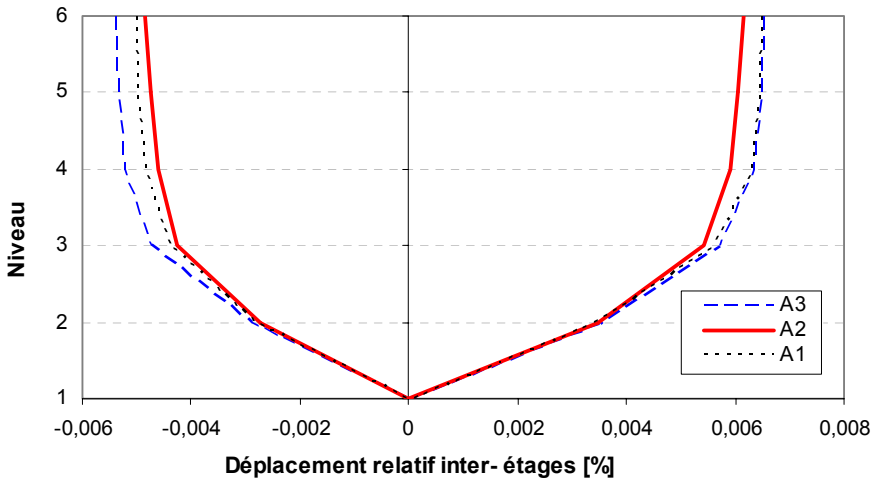


Figure 89- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur les déplacements inter- étages selon X (test A1, A2 (T3), A3)- (approche simplifiée).

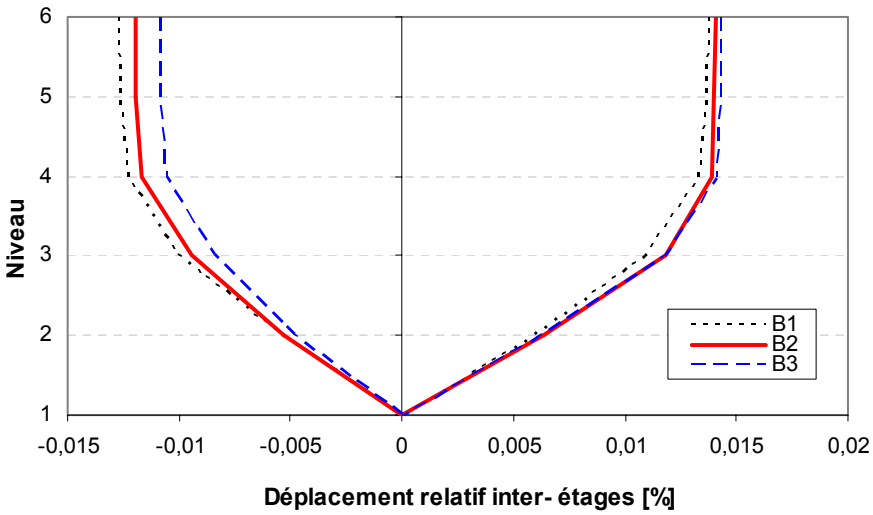


Figure 90- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur les déplacements inter- étage selon X (test B1, B2 (T6), B3)- (approche simplifiée).

4.2.2 Effort normal

Contrairement aux déplacements relatifs inter- étages l'effort normal est assez sensible aux directions de chargement. Les résultats (figures 91-94) 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, ce qui veut dire que par moment le poids de la maquette est multiplié par deux ! Cette variation de l'effort normal qui ne peut pas être calculée par les méthodes conventionnelles de dimensionnement, altère 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.

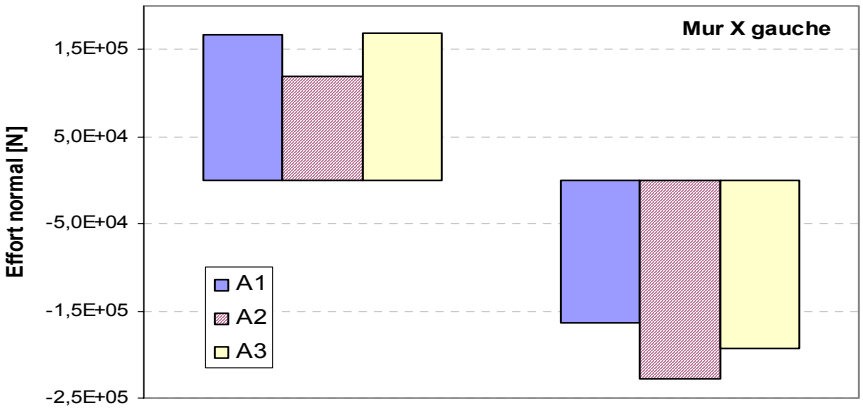


Figure 91- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XG (test A1, A2 (T3), A3)- (approche simplifiée).

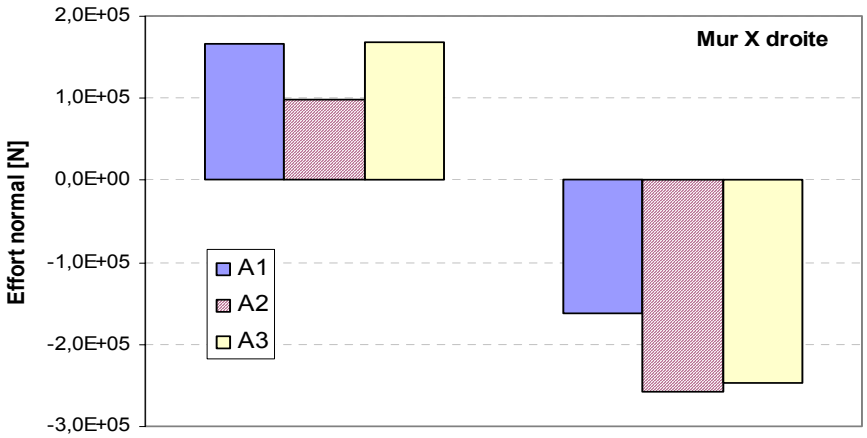


Figure 92- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XD (test A1, A2 (T3), A3)- (approche simplifiée).

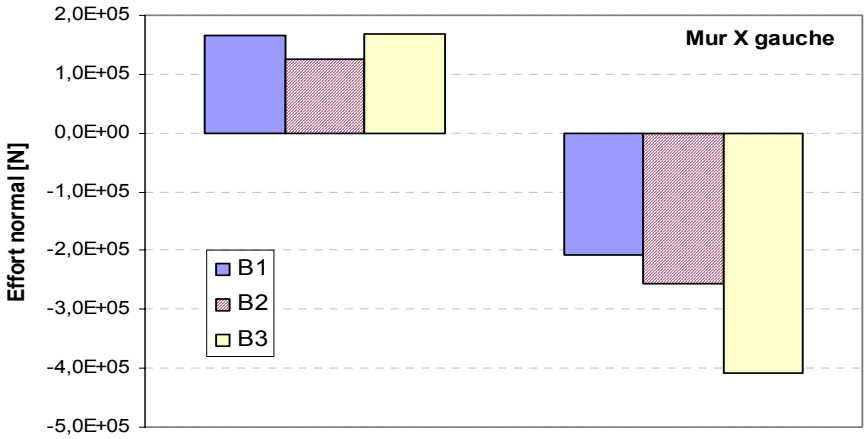


Figure 93- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XG (test B1, B2 (T6), B3)- (approche simplifiée).

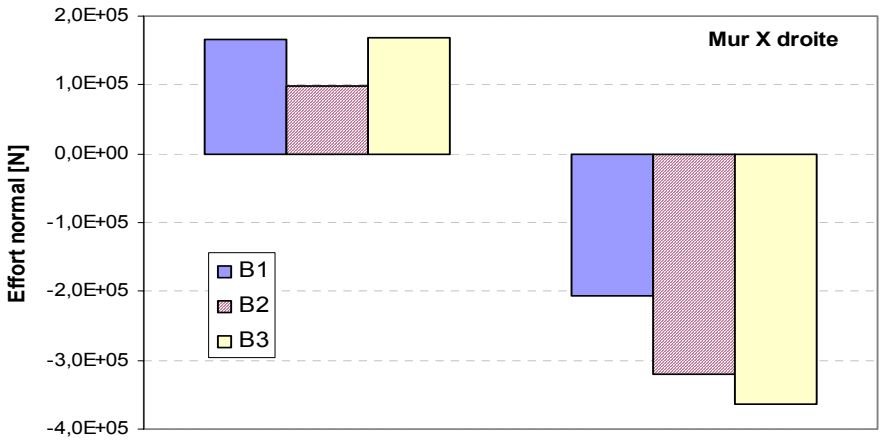


Figure 94- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur l'effort normal du mur XD (test B1, B2 (T6), B3)- (approche simplifiée).

4.2.3 Etat de dégradation

Nous comparons ensuite l'état de dégradation de la maquette pour les niveaux de chargement B2 (T6) et B3. La figure 95 montre la distribution de la déformation de traction dans l'acier situé au coté 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.

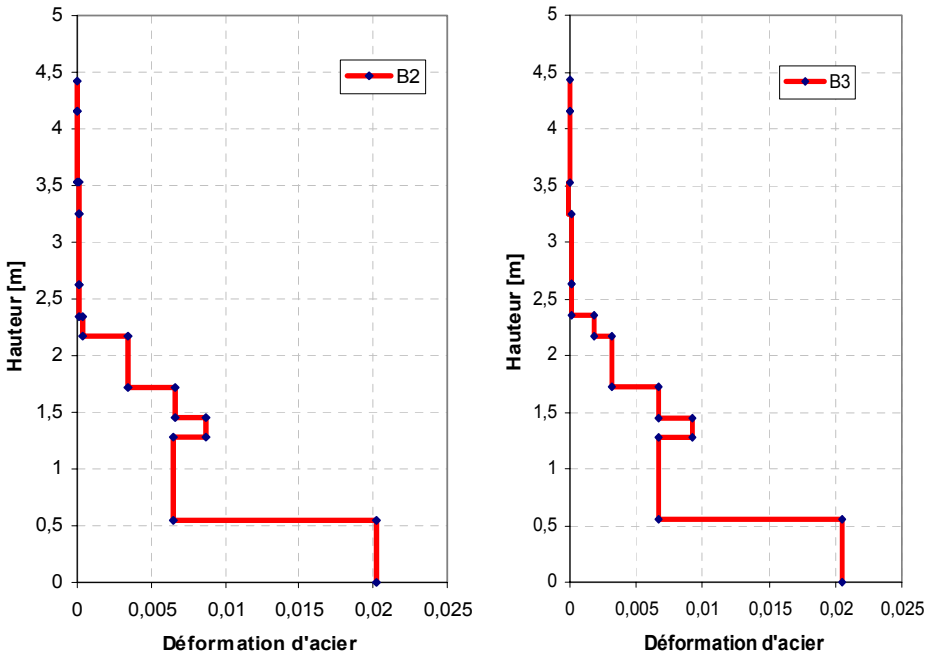


Figure 95- Maquette ECOLEADER : Influence des directions de chargement sur déformation d'acier (B2 (T6), B3) (approche simplifiée).

L'inspection des cartes d'endommagement dans le béton à la fin des programmes B2(T6) et B3 montre que l'introduction de la composante verticale conduit à des dommages plus importantes à la base de la maquette (figure 96).

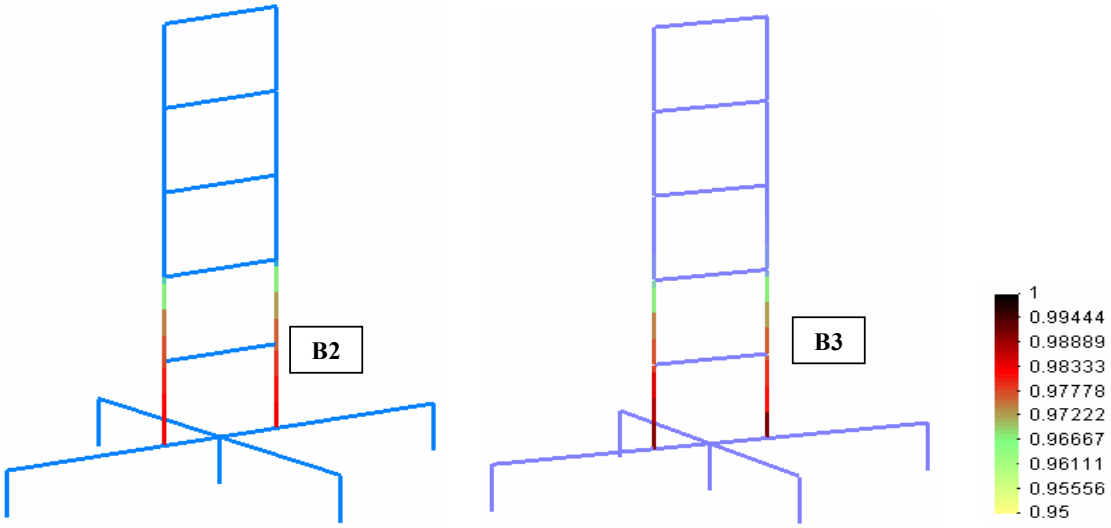


Figure 96- Carte d'endommagement du béton en traction (test B2 (T6) et B3)

Partie5: Conclusions sur l'analyse du fonctionnement de la cellule contreventée et sur la simulation de sa réponse

Le dimensionnement de la maquette à 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 stade 4 (S_X = 0.52g et S_Y = 0.27g), stade pour lequel s'est déjà 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 donc la « confirmation de la **bonne aptitude de la méthode de dimensionnement** des PS 92 et de celle de l'EC8-1-1 **à concevoir un bâtiment à murs porteurs faiblement armés contreventé** apte à résister à une agression sismique donnée » [COIN 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.

Ceci étant, l'expérimentation sur table sismique, complétée par les résultats numériques, montre combien est **importante l'amplification dynamique de l'effort normal**. Celui-ci 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 (ici ce phénomène a démarré au niveau T3). De plus quand la sollicitation est tri-directionnelle (résultat de simulation) cette amplification s'accentue. 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.

S'agissant de la **modélisation** il apparaît clairement dans ce travail :

- qu'elle est pertinente, si on la juge à travers la comparaison des résultats avec l'expérimentation,
- qu'elle permet d'accéder à des résultats très « pointus » sur le fonctionnement de la structure, complétant bien les informations données par l'expérience.

Plus précisément on a pu constater que les 2 modèles (simplifié et raffiné) **permettent de prédire correctement les aspects essentiels du comportement expérimental observé**. Si la prédiction du comportement hors plan de la maquette reste problématique, du fait de la non-connaissance des caractéristiques réelles des supports de la table sismique, le comportement dans la direction OX et le mode de ruine local observé sont très correctement décrits.
L'analyse des efforts internes et la comparaison avec l'état ultime de résistance a apporté des informations supplémentaires sur le comportement de la maquette. Partant de là, il est clair que l'outil éléments finis intégrant des modèles matériaux adaptés peut offrir un appui considérable dans le cadre de la conception antisismique. Au niveau local, les isovaleurs de déformations, données par le calcul raffiné, mettent bien en évidence les zones les plus sollicitées, et le mode de ruine par écrasement du béton comprimé.
Le concepteur pourrait en faire usage 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. Au niveau global, d'autre part, les calculs non linéaires dynamiques (raffinés ou simplifiés) 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.

Des 2 approches il est clair que la raffinée (modèle en coque 3D) conduit à des informations locales plus précises. Cependant on doit constater que le **modèle « multifibre »** incluant un modèle d'endommagement pour le béton et un modèle de plasticité pour l'acier conduit à moindre coût (préparation, calcul et exploitation) à des résultats convaincants. Outil **disponible pour l'ingénierie**, il doit être considéré comme pouvant utilisé en parallèle avec les méthodes classiques de dimensionnement et en mesure de conforter les décisions des concepteurs.

Partie 6 : Références

[1]BRACHET R, COIN A, GANTENBEIN F et all (1994), "Opération CASSBA Conception et analyse sismique des structures en béton armé », Anales de l'Institut technique de bâtiment et des travaux publics, No 523, Série : Technique générale de la construction 150, 91p.

[2]COIN A, " Recherche CAMUS, (2000), Rapport final, Présentation générale, Conclusions et perspective », Ministère Français de l'Equipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 22p

[3]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. Bairrão (LNEC, ISBN 972-49-1891-2) September, 2001.

[4]BISCH P, COIN A, "The CAMUS 2000", (2002) Research, 12th European conference on Earthquake Engineering, Paper reference 123, London.

[5]KOTRONIS P, MAZARS J., NGUYEN X.H., ILE, N., REYNOUARD J.M.,BISCH P, COIN A, (2005), "The seismic behaviour of reinforced concrete structural walls: Experiments and modeling". 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake-Proceedings, Lisbon Portugal pp. 441-445 or cd paper no 86, 1-4 november.

[6]BISCH P, COIN A, (2005), "Seismic behaviour of sligjtly reinforced walls". 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake-Proceedings, Lisbon Portugal, cd paper no 93, 1-4 november.

[7]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.

[8]ILE, N., REYNOUARD J.M., (2000), "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Under Earthquake Loading", Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press, Vol.4, No. 2, 2000, Pages 183-213.

[9]GUEDES, J., PEGON, P., PINTO, A.V., (1994), "A Fiber/Timoshenko Beam Element in CASTEM 2000", Special Publication Nr. I.94.31, 55p, JRC-ISPRA.

[10]LABORATORIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, (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 2004.
[11]FEENSTRA, P.H., de BORST, R., "Constitutive model for reinforced concrete", Journal of Engineering Mechanics, 1995, Vol. 121, No. 5, pp. 587-595.

[12]BISCH, P. and COIN, A. (2004), “The CAMUS 2000 research”, Proccedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, CD-ROM, 9-13 September, 10p.

[13]ILE, N., REYNOUARD J.M., (2003), “Lightly reinforced walls subjected to multi-directional seismic Excitations. Interpretation of CAMUS 2000-1 dynamic tests”, ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 0, No. 2-4, June-December 2003, Pages 117-134.

[14]COIN, A, BISCH P., (2005), “Performance sismique des murs faiblement armés», Rapport de recherche pour le compte de la Fédération Française du Bâtiment (FFB) et de EGF-BTP, Février.