
Etude du comportement parasismique de structures à ossature en bois

Laurent Daudeville* - **Luc Davenne***

Nicolas Richard* - **Naohito Kawai****

* *Laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS de Cachan / CNRS / Université P. et M. Curie, 61 avenue du Président Wilson, 94235 Cachan Cedex, France*

** *Building Research Institute, 1 Tatehara, Tsukuba, Ibaraki 305, Japon*

RESUMÉ. Une méthode simplifiée d'analyse des structures à ossature en bois est présentée. Tous les phénomènes non linéaires de dissipation sont supposés concentrés dans les assemblages. Un modèle hystérétique des liaisons par clous est proposé. Il a été identifié à partir de tests menés sur des assemblages élémentaires sous sollicitations monotone et cyclique. Ce modèle a été implanté dans le code aux éléments finis CASTEM 2000 pour la simulation de la réponse de trois murs de contreventement constitués de panneaux de contreplaqué cloués sur des membres de bois et soumis à des essais pseudo-dynamiques. Des comparaisons entre les réponses numériques et expérimentales sont montrées.

ABSTRACT. This paper deals with the numerical analysis of timber structures. All the phenomena of dissipation are assumed to occur in joints. An hysteresis modelling of the nailed connection is presented. It was identified with tests performed on single nailed joints under monotonic and reversed cyclic loadings. This model was implemented in the finite element code CASTEM 2000 for the simulation of the response of three shear walls made of sheathing plywood panels nailed on lumber framing members subjected to pseudo-dynamic tests. Comparisons between the finite element and the experimental responses are given.

MOTS-CLÉS : structures bois, assemblages, mur de contreventement, éléments finis, tests pseudo-dynamiques

KEY-WORDS : timber structures, joints, shear wall, finite element, pseudo-dynamic tests

1. Introduction

Il a été montré dans plusieurs études [SOL 84] [TUR 90] que les performances parasismiques des structures à ossature en bois étaient généralement satisfaisantes en raison, d'une part, du rapport résistance-masse élevé du bois, et d'autre part, des actions individuelles des murs enveloppes (liés aux fondations) ou de contreventement dont le comportement parasismique est gouverné par la ductilité des assemblages par connecteur métallique (clou, boulon,...).

L'analyse du risque sismique des structures à ossature en bois est difficile parce que la plupart des données sont qualitatives ou issues d'essais de laboratoires. Les codes de dimensionnement sous sollicitation sismique ont tendance à défavoriser de telles structures en raison du manque d'informations techniques utiles disponibles.

Les structures légères en bois ont subi des dommages considérables lors de séismes récents comme celui de Kobe en 1995 (Hyogo-Ken Nanbu). La présence d'ouvertures larges, le manque de contreventements, des méthodes de dimensionnement trop simplifiées peuvent en être la cause.

Une recherche impliquant des universités et instituts essentiellement japonais mais aussi nord-américains et européens est menée sur l'analyse des performances des structures en bois et notamment des contreventements sous sollicitation sismique. Le projet comprend une série de tests pseudo-dynamiques (PDT) et d'essais sur table vibrante de murs de taille réelle faits de panneaux cloués sur des poutres et poteaux. Des murs rigides empêchent les mouvements parasites selon les directions perpendiculaires à l'excitation.

Le Laboratoire de Mécanique et Technologie de Cachan est impliqué dans ce projet dans la modélisation par Eléments Finis (EF) des murs de contreventement.

Le but de cette modélisation est de fournir un outil numérique pour l'analyse des performances dynamiques des structures à ossature en bois. Cet outil pourra aider à réduire les coûts des programmes expérimentaux en étant, un outil de développement pour l'élaboration de procédures de dimensionnement parasismique, un outil prédictif pour l'étude de l'influence de différents paramètres affectant la réponse de la structure et pour l'interprétation de résultats expérimentaux, enfin, un outil d'analyse pour la conception de structures dans les régions à risque sismique.

Des programmes expérimentaux ont déjà été menés sur des murs de contreventement sous sollicitation statique monotone ou cyclique ou dynamique [STE 87] [KAM 88] [DOL 89] [LAM 96]. Une observation commune à ces tests est que le comportement hystérétique d'une structure est gouverné par celui de ses connections élémentaires. Ainsi, la détermination du comportement non linéaire des assemblages permet de caractériser le comportement de structures en bois ou d'éléments structuraux. Des

similarités de comportement ont été notées pour les assemblages à tiges métalliques (clous, boulons,...) [DOW 86].

Certains auteurs ont travaillé sur la modélisation des assemblages pour la simulation de la réponse de murs de contreventement sous chargement statique monotone [GUP 85] [SCH 89] [FAL 89] [DOL 91] ou sous chargement cyclique ou dynamique [KIV 81] [KAZ 94] [TAR 96] [TAR 97].

Des phénomènes de dégradation importants n'ont pas toujours été pris en compte dans la littérature, surtout dans les modèles cycliques. Par exemple, lors d'un cyclage à un même déplacement imposé, la diminution de résistance entre le premier cycle (de chargement) et les cycles suivants (stabilisés) n'a pas été modélisée. Une autre constatation expérimentale est la différence entre la réponse sous chargement monotone et l'enveloppe de la réponse sous chargement cyclique. Un endommagement apparaît graduellement lorsque le nombre de cycles augmente. Dans les deux cas, la non prise en compte de ces endommagements affecte la dissipation d'énergie calculée et la réponse de la structure sous chargement sismique peut-être très différente.

Les divers modèles de la littérature sont parfois non appropriés pour des assemblages avec des configurations et matériaux différents. Les caractéristiques générales de dégradation des assemblages sont reprises dans le modèle proposé. Ce modèle est simple et facile à identifier.

Des simulations EF d'essais PDT de murs de contreventement constitués de panneaux de contre-plaqué cloués sur une ossature en bois sollicités sont montrées. Tous les essais ont été réalisés au Building Research Institute à Tsukuba au Japon.

2. Essais pseudo-dynamiques

La méthode d'essais PDT combine l'intégration numérique du mouvement d'une structure complexe, condensée sur un nombre réduit de Degrés De Liberté (DDL), ici un, et la mesure expérimentale de la réaction résultant du mouvement imposé. La simulation numérique de la force d'inertie permet d'effectuer un essai dynamique sur une échelle de temps dilatée et ainsi de réduire la puissance hydraulique nécessaire. Connaissant le déplacement (D_n), la vitesse (V_n) et l'accélération (A_n) à l'instant (n), il est possible de calculer ces grandeurs à l'instant ($n+1$) à l'aide d'un schéma d'intégration explicite (par exemple β -Newmark avec $\beta=0$ et $\alpha=0,5$), à partir de la réaction (R_{n+1}), de la masse condensée au sommet du mur (M), du coefficient d'amortissement (C) et de l'accélération du sol (A_{n+1}^g). La masse supposée concentrée au sommet de chaque mur est choisie de telle sorte que le produit de la masse par $0.3 \times 9.81 \text{ ms}^{-2}$ soit égal à la résistance du mur sous chargement horizontal

(selon le code de dimensionnement japonais). Cette force est obtenue pour un déplacement horizontal égal au 1/120ème de la hauteur du mur. La masse (fictive pour l'essai PDT) est celle utilisée pour les essais sur table vibrante. L'amortissement visqueux est constant et calculé avec la masse, la raideur initiale et un coefficient d'amortissement réduit de 2%. Les équations suivantes montrent la procédure itérative :

$$A_{n+1} = - \frac{\left[C \left(V_n + \frac{\Delta t}{2} A_n \right) + R_{n+1} + M A_{n+1}^g \right]}{\left(M + C \frac{\Delta t}{2} \right)}$$

$$V_{n+1} = V_n + \frac{\Delta t}{2} (A_{n+1} + A_n)$$

$$D_{n+1} = D_n + V_n \Delta t + \frac{\Delta t^2}{2} A_n$$

Ce modèle simple à un DDL, consistant à condenser la masse au sommet du mur, semble correct pour l'analyse du comportement parasismique de structures en bois en raison de la masse faible des murs devant celle des planchers ou du toit.

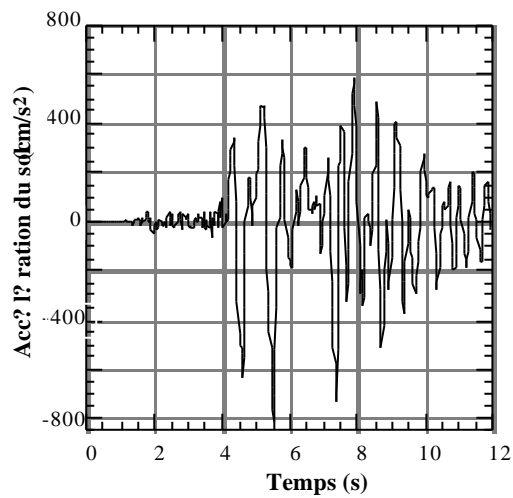


Figure 1. Accélération du sol (séisme de Hyogo-Ken Nanbu 1995) Ground acceleration (1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake)

L'accélération du sol utilisée durant les tests présentés correspond au séisme de Kobe de 1995 (Hyogo-Ken Nanbu) (Figure 1). Trois murs (P1, P2 et P3) furent testés. La figure 2 montre une vue en perspective du montage expérimental pour le mur P1. Deux murs parallèles et identiques sont reliés à des murs rigides (⊗ and ①). Les panneaux de contre-plaqué ⑩ sont cloués à une ossature en bois. Les deux autres murs testés sont montrés sur les figures 3 and 4.

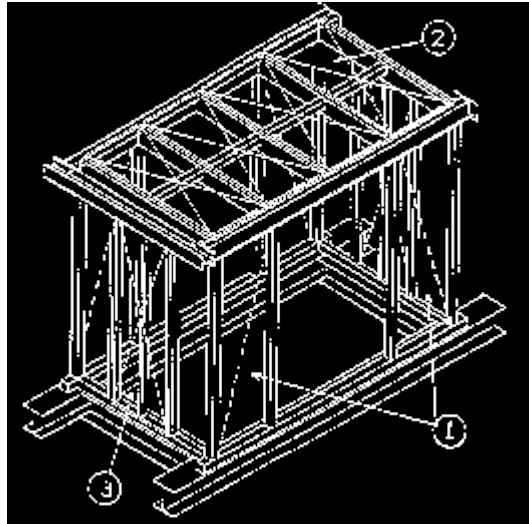


Figure 2. *Vue perspective de l'essai PDT du mur P1 (ouverture).* Perspective view of the PDT set-up of wall P1 (opening)

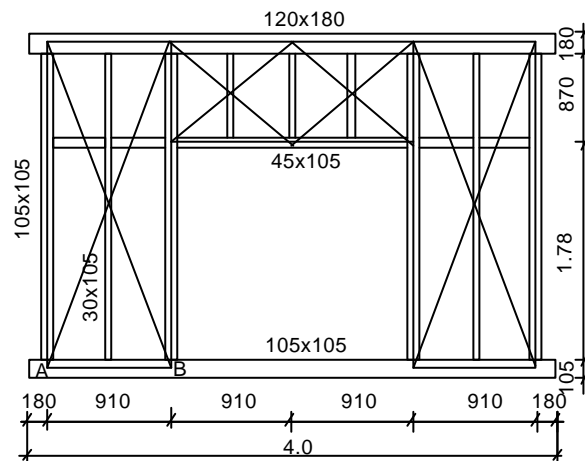


Figure 3. *Mur de contreventement P2 (porte).* Shear wall P2 (door)

L'espacement des clous (longueur 50 mm) est de 150 mm. La connexion entre les éléments verticaux et horizontaux empêche leur séparation pendant l'essai : par exemple, des tirants d'ancrage sont utilisés à chaque coin des murs et des ouvertures. Les poutres horizontales de 120x180 mm² sont en pin Douglas, les autres membres de bois sont en pin (Hem-fir). L'épaisseur des panneaux de contre-plaqué est de 9 mm.

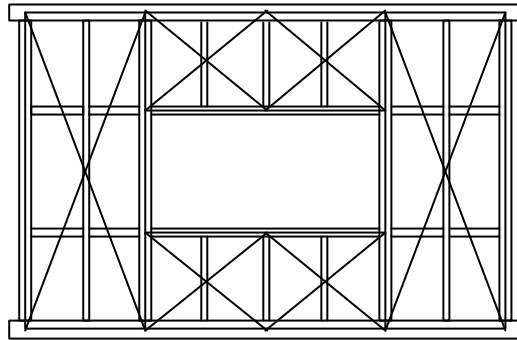


Figure 4. Mur de contreventement P3 (fenêtre). Shear wall P3 (window)

3. Comportement hystérique des assemblages cloués et des murs

La figure 5 montre le montage expérimental pour la détermination du comportement individuel de la liaison clouée membre de bois avec contre-plaqué. Quatre clous sont testés pour des raisons de symétrie, la force subie par chaque clou est supposée être le quart de la force globale appliquée à l'assemblage. Des déplacements monotones et cycliques sont imposés. Le déplacement cyclique correspond au protocole standard Européen pr EN 12512 (trois cycles pour chaque niveau de déplacement croissant).

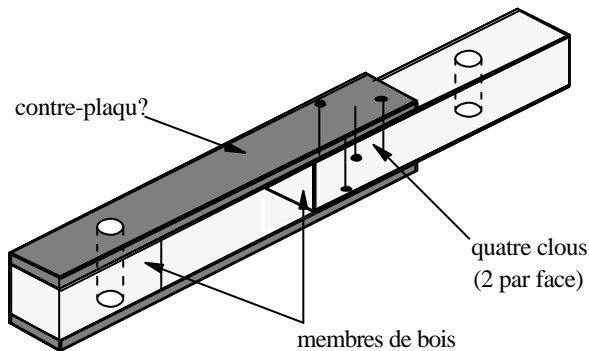


Figure 5. Montage pour le test des assemblages cloués. Nail testing set-up

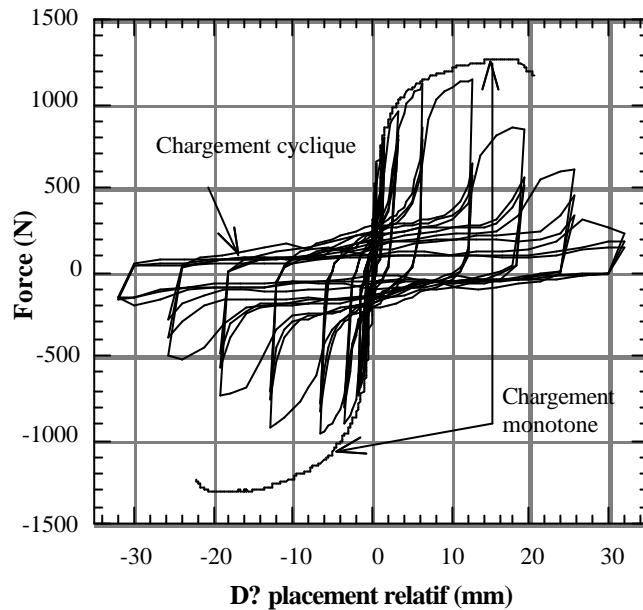


Figure 6. Réponses expérimentales de l'assemblage de contre-plaqué cloué sur membre de bois sous chargement monotone et cyclique. Experimental monotonic and cyclic load-slip curves of individual nailed plywood-to-lumber connection

Les réponses typiques de l'assemblage de contre-plaqué cloué sur membre de bois sont montrées sur la figure 6. Ces courbes sont les moyennes de six tests sous chargement monotone et six en cyclique. Les caractéristiques essentielles du comportement hystérétique peuvent être obtenues à partir de cette figure :

- un comportement force-déplacement non linéaire sans apparition marquée d'un écoulement plastique ;
- diminution de la résistance lors d'un chargement alterné (la résistance sous chargement cyclique est plus faible que sous chargement monotone) ;
- diminution de la résistance lors d'un chargement cyclique à un même déplacement (la résistance au second cycle est plus faible qu'au premier cycle) ;
- pincement des boucles d'hystérésis (les boucles sont plus fines près de l'origine qu'aux extrémités).

Foliente [FOL 1995] a ajouté aux traits précédents la diminution de rigidité. D'après les résultats d'essais présentés concernant les liaisons contre-plaqué cloué sur membre de bois, la diminution de rigidité pendant les cycles (c'est-à-dire la variation de pente à la décharge) est non significative. Néanmoins un modèle général devrait tenir compte d'une variation de rigidité. Lam et al. [LAM 1996] ont remarqué des ruptures de clous par fatigue lors d'essais cycliques de murs. Ce mode de dégradation ne s'est pas produit durant les tests présentés mais doit être pris en considération dans un modèle général. Selon les études expérimentales de Kamiya et al. [KAM 1997], il n'y a aucun effet de vitesse sur la résistance des assemblages

cloués pour des vitesses de glissement relatif entre le contre-plaqué et la poutre de 1 à 3000 mm/min.

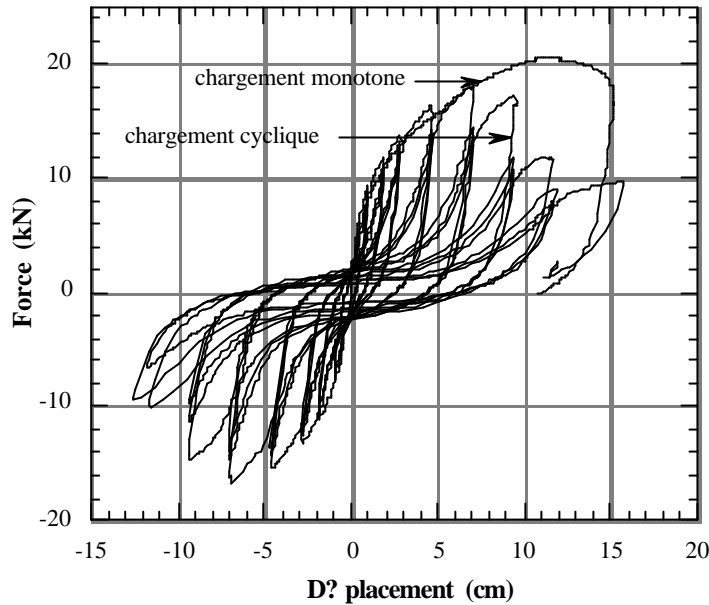


Figure 7. Mur P2 : Courbes charge-déplacement sous chargement monotone et cyclique. Wall P2: Load-displacement curves under monotonic and cyclic loading

La figure 7 donne la réponse force-déplacement du mur P2 soumis à un déplacement monotone et cyclique alterné (même protocole de chargement qu'auparavant). Il est clairement visible que le comportement hystérétique de l'assemblage régit celui du mur. Notez que cet article ne traite pas de murs soumis à des chargements monotones et cycliques, des résultats numériques et expérimentaux des trois murs sous de tels chargements ont été présentés dans [DAV 97]

4. Modélisation

4.1 Modèle éléments finis

Tous les phénomènes non linéaires sont supposés concentrés dans les assemblages. Le calcul est effectué en contraintes planes, dans le plan du mur. L'ossature en bois est modélisée par des éléments finis de poutres (élastiques, isotropes). La liaison entre éléments de poutres est modélisée comme étant une rotule associée avec une rigidité de rotation variant entre zéro (rotation relative libre) et l'infini (encastrement). Les panneaux de contre-plaqué sont modélisés avec des éléments de plaque (élastiques, orthotropes), les connections entre les poutres et les plaques avec un

système de deux ressorts perpendiculaires. Le noeud de la poutre et le noeud de la plaque ont les mêmes coordonnées. La matrice de rigidité de l'élément d'assemblage cloué qui associe les forces nodales aux déplacements nodaux a été implantée dans le code CASTEM 2000.

Afin de réduire le nombre de DDL, il est possible de considérer des groupes de liaisons par clou et d'employer une technique de condensation pour obtenir la matrice de rigidité de l'élément équivalent. Cette technique n'est pas utilisée dans les calculs présentés, chaque connexion clouée est décrite pour évaluer la qualité de la modélisation de l'assemblage (Figure 8). Des contraintes entre les DDL sont ajoutées pour empêcher la superposition des panneaux de contre-plaqué. Ces contraintes sont satisfaites au moyen de multiplicateurs de Lagrange.

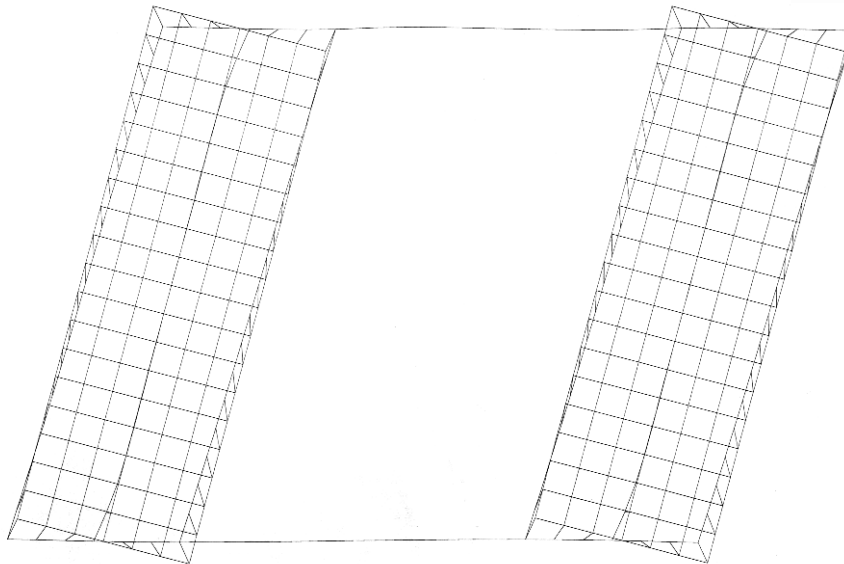


Figure 8. *Maillage déformé du mur P1.* Deformed mesh of wall P1

4.2 Modélisation du comportement de l'assemblage

Les caractéristiques principales que l'on peut remarquer en observant le comportement hystérétique typique d'un assemblage de type tige sont prises en considération dans le modèle proposé. Ce modèle a été présenté la première fois dans [DAV 97]. La figure 9 montre la courbe force-déplacement relatif sous déplacement cyclique alterné (trajet 0,1....17). Ce modèle a besoin de huit paramètres pour décrire la réponse de l'assemblage sous chargement monotone et de quatre paramètres supplémentaires pour décrire n'importe quel chargement alterné.

Les différents phénomènes de dégradation observables sur la réponse force-déplacement sous chargement cyclique alterné correspondent aux phénomènes de dégradation suivants : écoulement plastique du bois, écoulement plastique du clou, formation de jeu, frottement bois-clou, frottement bois-bois, arrachement du clou.

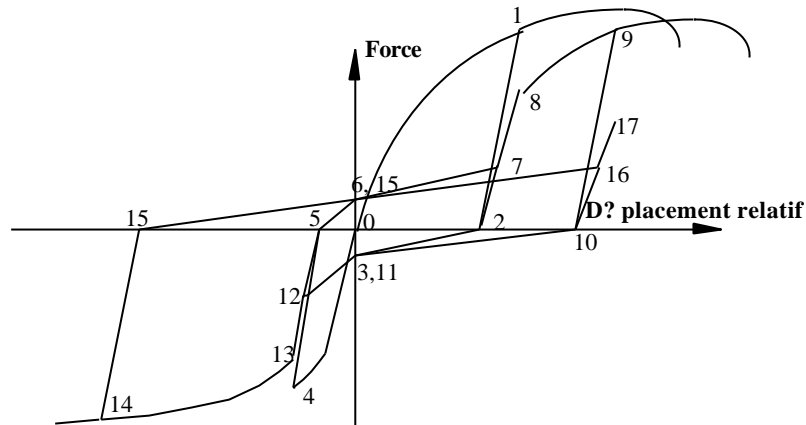


Figure 9. *Modèle hystérétique de comportement de l'assemblage de contre-plaqué cloué sur membre de bois.* Hysteretic modelling of the nailed plywood-to-lumber connection

Ce modèle a été identifié avec les résultats expérimentaux de la figure 6. Aucun effet de vitesse n'est pris en compte. La relation de comportement associe le déplacement relatif à la force entre le membre de bois et le contre-plaqué. La direction de la force (locale, au niveau de l'assemblage, globale, au niveau de mur) est supposée ne pas changer beaucoup de direction au cours du chargement du mur. Même avec un trajet de chargement radial, cette hypothèse peut être violée s'il y a des redistributions de force. Cependant, pour les murs testés ici, cette hypothèse a été vérifiée et peut être considérée valable. A l'avenir, la relation de comportement sera écrite selon les deux directions du plan avec un couplage entre les relations selon les deux directions.

5. Simulation numérique des tests pseudo-dynamiques

Le but de cet article n'est pas la comparaison des résultats de tests PDT avec ceux obtenus sur table vibrante mais de valider l'approche proposée. Ainsi les résultats suivants ont été obtenus avec des analyses statiques (comme lors des essais PDT).

En raison du manque d'information, les hypothèses suivantes sont choisies :

- les tirants d'ancrage ne sont pas modélisés, toutes les liaisons entre poutres sont des rotules parfaites ;

- les propriétés élastiques des poutres et du contre-plaqué sont identiques et égales à :

$$E_L = 15 \text{ GPa} ; E_T = E_R = 0,6 \text{ GPa}$$

$$G_{LT} = G_{LR} = 0,7 \text{ GPa} ; \nu_{LT} = \nu_{LR} = 0,5$$

Le déplacement imposé au sommet du mur lors de l'expérience est prescrit aux murs P1, P2 et P3. Les figures 10, 11 et 12 donnent les comparaisons entre les forces de réaction expérimentales et simulées pour chacun des murs.

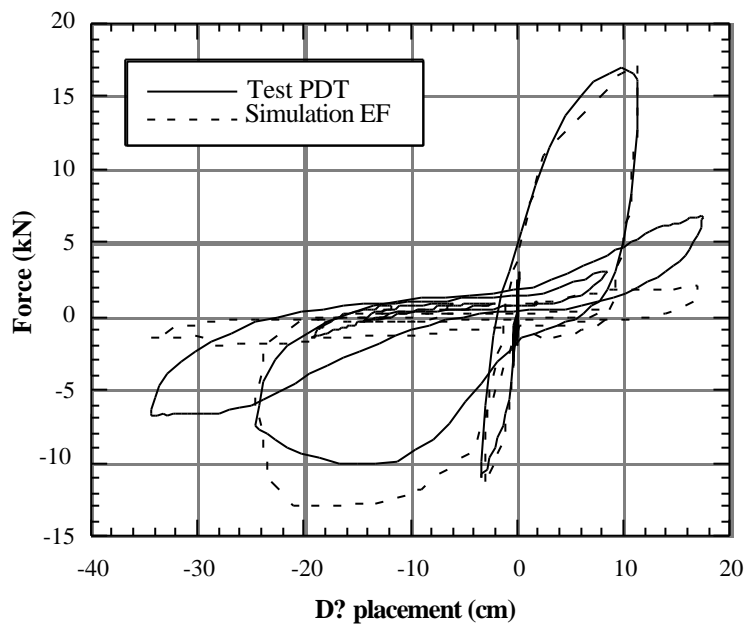


Figure 10. Réponse PDT du mur P1. PDT response of wall P1.

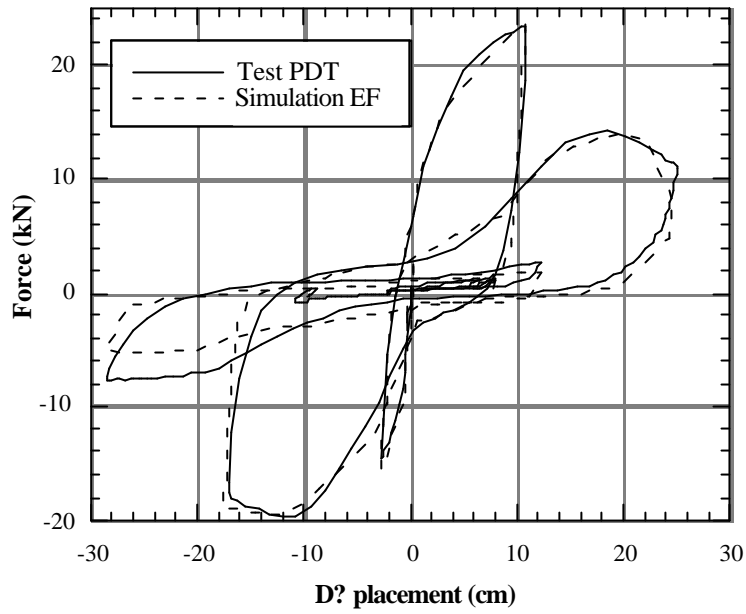


Figure 11. *Réponse PDT du mur P2.* PDT response of wall P2.

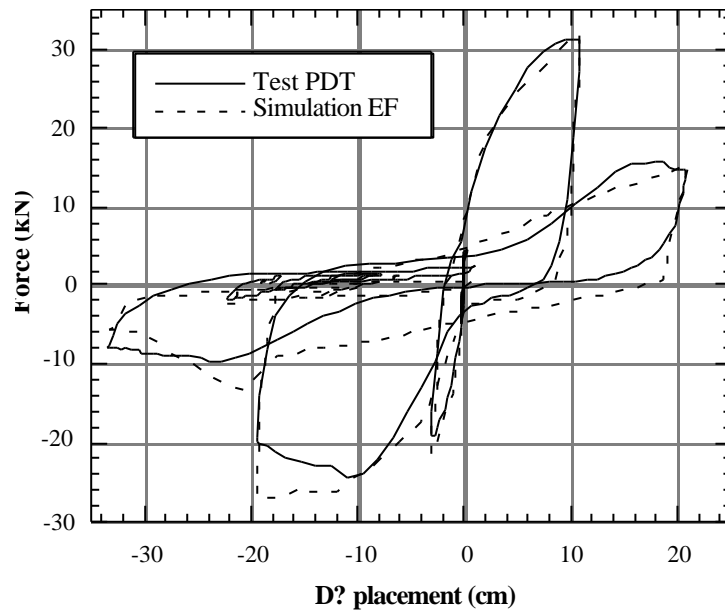


Figure 12. *Réponse PDT du mur P3.* PDT response of wall P3.

L'examen des figures 10-12 montre une bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux pour les trois murs, en particulier pour l'effort maximal subi par les murs. Néanmoins les dernières boucles ne sont pas bien décrites, le modèle prédit des résistances de murs plus faibles que celles constatées expérimentalement. Une explication possible est la non prise en compte dans la modélisation des liaisons autres que par clous (tirants d'ancrage, tenon-mortaise,...). Ces liaisons ont une influence négligeable tant que les liaisons par clous ne sont pas endommagées mais contribuent à la résistance de la structure lorsque les clous les plus sollicités ont rompu.

A et B sont les coins inférieurs du panneau de contre-plaqué de gauche du mur P2 (Figure 3). La figure 13 montre la réponse du clou A. Ce clou est le plus sollicité dans la phase élastique. L'effort maximal sur le clou correspondant au déplacement $\delta = 17$ mm (Figure 13) est atteint pour la force maximale de réaction sur le mur : $\Delta = 11$ cm (Figure 11). Au cours des cycles, le clou s'endommage et ne supporte plus d'effort après le déplacement $\delta = 21$ mm (Figure 13). Ce point correspond à : $\Delta = 12$ cm (Figure 11). Après ce point, la prédiction est de moins en moins bonne car les clous sont fortement endommagés. Notons que les membres de bois et les panneaux de contre-plaqué se déforment peu. Ainsi la réponse du clou situé en B est quasiment la courbe symétrique par rapport à l'origine de celle du clou A.

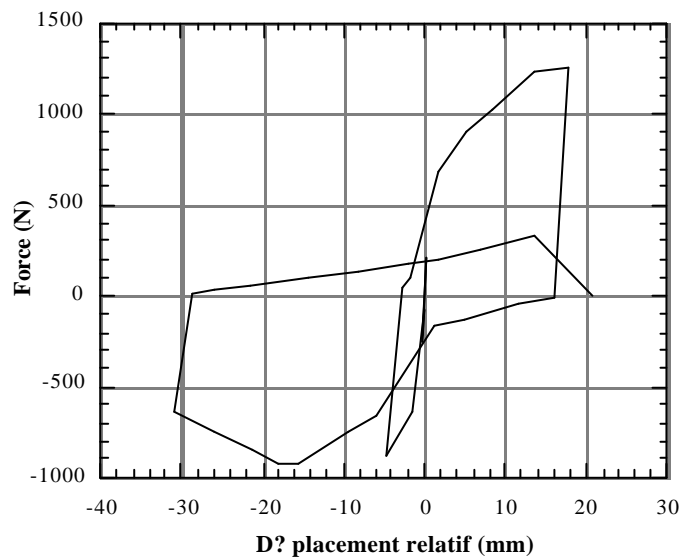


Figure 13. Réponse force-déplacement du clou le plus sollicité du mur P2. Force-slip curve of the most loaded nail of wall P2.

6. Conclusion

Une analyse EF simplifiée des structures à ossature en bois sous chargement sévère (vent, séisme) est présentée. Tous les phénomènes de dégradation sont supposés concentrés dans les assemblages. Selon la littérature, les connecteurs par tige métallique présentent des similarités de comportement sous chargement monotone ou cyclique alterné. Les caractéristiques principales de ce comportement typique ont été déterminées à partir d'essais de liaisons de contre-plaqué cloué sur membre de bois. Un modèle associant la force au déplacement relatif entre les éléments de l'assemblage est proposé. Ce modèle a été implanté dans un code de calcul pour simuler la réponse de trois murs de cisaillement constitués de panneaux de contre-plaqué cloués sur une ossature en bois.

Malgré des hypothèses sommaires concernant les liaisons non clouées ainsi que les propriétés élastiques des matériaux, les résultats de calcul des forces de réactions aux déplacements imposés sont assez proches de ceux trouvés expérimentalement.

Les résultats d'essais des murs de contreventement sur table vibrante effectués au Japon ne sont pas encore disponibles au moment où cet article est écrit. La simulation des essais dynamiques permettra, par comparaison avec les résultats des essais pseudo-dynamiques, de vérifier l'existence éventuelle d'un effet de la vitesse de chargement. Par la suite, cette étude s'étendra aux structures tridimensionnelles.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier l'agence japonaise STA (Science and Technology Agency), pour son support financier ainsi que Dr. K. Watanabe, responsable de ce programme de recherche pour ses conseils.

7. Bibliographie

- [DAV 94] DAVENNE L., DAUDEVILLE L., KAWAI N. & YASUMURA M. 1997. A numerical analysis of shear walls structural performances. Proceedings of the 30th CIB-W18 Meeting, Vancouver Canada: paper 30-15-2.
- [DOL 89] DOLAN J.D. 1989. The dynamic response of timber shear walls. Ph. D. Dissertation. Dept. of Civil Engineering, UBC, Vancouver Canada.
- [DOL 91] DOLAN J.D. & FOSCHI R.O. 1991. Struct. analysis for static loads on timber shear walls. *J. of Struct. Engrg.* 117(3): 851-861.
- [DOW 86] DOWRICK D.J. 1986. Hysteresis loops for timber structures. *Bull. of New-Zealand Nat. Soc. of Earthquake Engrg.* 19(20): 143-152.

- [FAL 89] FALK R.H. & ITANI R.Y. 1989. Finite element modeling of wood diaphragms. *J. of Struct. Engrg.* 115(3): 543-559.
- [FOL 95] FOLIENSTE G.C. 1995. Hysteresis modeling of wood joints and structural systems. *J. of Struct. Engrg.* 121(6): 1013-1022.
- [FOS 97] FOSCHI R. 1977. Analysis of wood diaphragms and trusses, Part I: diaphragms. *Canadian J. of Civil Engrg.* 17: 345-352.
- [GUP 85] GUPTA A.K. & KUO, G.P. 1985. Behavior of wood-framed shear walls. *J. of Struct. Engrg.* 111(8): 1722-1733.
- [KAM 97] KAMIYA F. SUGIMOTE K. & MII N. 1997. Hysteretic lateral resistance of plywood-lumber nailed joints. *J. of Japan Wood Res. Soc.* 43(6): 474-481.
- [KAZ 94] KAZAL B., LEICHTI R.J. & ITANI R.Y. 1994. Nonlinear finite-element model of complete light-frame wood structures. *J. of Struct. Engrg.* 120(1): 100-119.
- [KIV 81] KIVELL B.T., MOSS P.J. & CARR A.J. 1981. Hysteretic modeling of moment resisting nailed timber joints. *Bull. of New-Zealand Nat. Soc. of Earthquake Engrg.* 14(4): 233-245.
- [LAM 96] LAM F., PRION H.G.L. & He M. 1996. Lateral resistance of wood based shear walls panels with oversized sheathing panels. Proceedings of the 29th CIB-W18 Meeting, Bordeaux France: paper 29-15-1.
- [NEW 59] NEWMARK N.M. 1959. A method of computation for structural dynamics. *J. of Engrg. Mech.* 85:67-94.
- [SCH 89] SCHMIDT R.J. & MOODY R.C. 1989. Modeling laterally loaded light-frame buildings. *J. of Struct. Engrg.* 115(1): 201-217.
- [SOL 84] SOLTIS L.A. 1984. Low-rise timber buildings subjected to seismic, wind and snow loads. *J. of Struct. Eng.* 110(4): 744-753.
- [TAR 96] TARABIA A.M. & KAMIYA F. 1996. Analytical seismic response of wood shear walls using hysteresis models of nailed joints. *J. of Japan Wood Res. Soc.* 42(11): 1064-1071.
- [TAR 97] TARABIA A.M. & ITANI R.Y. 1997. Static and dynamic modeling of light-frame wood buildings. *Comp. and Struct.* 63(2): 319-334.
- [TUR 90] TURNER L.S., STEWART F. & CHEUNG K.C. 1990. Performance of wood structures: Loma Prieta earthquake aftermath. *Wood Des. Focus* 1(4):14-16.