

ENSEIGNEMENTS STRUCTURAUX DU RETOUR D'EXPÉRIENCE POST-SISMIQUE POUR LA MISSION AFPS, L'AQUILA

Sandrine JUSTER-LERMITTE¹, Eric FOURNELY², Thierry LAMADON³, Nicolas JURASZEK⁴

1. CEA, DEN, Laboratoire d'Etudes de Mécanique Sismique, 91191 Gif-sur-Yvette Cedex - France, sandrine.lermitte@cea.fr

2. Clermont Université, LaMI, Polytech'Clermont-Ferrand 63174 Aubière Cedex, eric.fournely@polytech.univ-bpclermont.fr

3. DTC, Bureau Veritas, Paris, 66, rue de Villiers 92300 Levallois-Perret, thierry.lamadon@fr.bureauveritas.com

4. CERIB, 1 rue des Longs Réages 28230 Epernon – France, n.juraszek@cerib.com

1. INTRODUCTION

Les séismes font partis des catastrophes naturelles les plus meurtrières. Chaque événement, nous rappelle nos limites en matière de protection parasismique ainsi que les progrès à accomplir vis-à-vis de la sauvegarde des vies humaines. Chaque séisme majeur est source d'information précieuse, qui permet de faire évoluer à la fois la prise en compte de l'aléa sismique (grâce à une meilleure connaissance des mécanismes), mais aussi de la réglementation applicable aux ouvrages. L'enjeu est valable pour les ouvrages en projet mais également et surtout pour le bâti existant. La présentation de l'histoire parasismique française à partir des dates de publication des textes réglementaires est à mettre en parallèle avec les grandes avancées techniques et réglementaires qui ont trouvé leurs fondements suite à des séismes majeurs. La publication des premières recommandations de constructions parasismiques (dites AS55) et la mise en application des règles PS69 ont été concrétisées suite aux actions entreprises consécutives au séisme particulièrement dévastateur d'Orléansville (Algérie 1954). Aujourd'hui, une nouvelle étape est en train d'être franchie grâce à l'arrivée des Eurocodes EN-1998, qui ont pour volonté d'homogénéiser les règles parasismiques en Europe. Cet article s'inscrit dans cet axe : établir un retour d'expérience, identifiant un certain nombre de bonnes et mauvaises pratiques parasismiques.

2. RETOUR D'EXPÉRIENCE SUITE AU SÉISME DE L'AQUILA

Lundi 6 avril 2009, à 3h32 heure locale, un séisme de magnitude 6,2-6,3 (M_w) s'est produit à proximité de la ville de L'Aquila, à environ 90 km au nord-est de Rome, dans les Apennins italiens. Le séisme s'est produit à une profondeur relativement faible (moins de 10 km) et a été suivi par de nombreuses répliques. Le bilan de ce séisme est de près de 300 morts, plus de 1 500 blessés et plus de 65 000 personnes évacuées. De très nombreux bâtiments historiques se sont écroulés et de nombreux bâtiments récents ont été fortement endommagés, dans la région de L'Aquila. Ces séismes majeurs sont riches en enseignement ; l'Association Française du génie ParaSismique (AFPS) s'est rendue dans la région de L'Aquila du 18 au 24 avril 2009, pour réaliser une mission post-sismique [AFPS 09] à l'instar d'associations équivalentes émanant de nombreux pays. Cette mission AFPS a été réalisée avec le concours du MEEDDM et de l'Ambassade de France

Cet article a pour objectif de présenter un retour d'expérience suite à cet événement pour faire un parallèle avec la France. En effet, des séismes comparables à celui qui a frappé L'Aquila se produisent une à deux fois par siècle en France métropolitaine (séisme de Provence 1909).

Pour les Antilles françaises, des séismes de subduction d'une magnitude voisine de 8 se sont produits au 19^e siècle ainsi que des séismes peu profonds de magnitude proche ou supérieure à 6 (séisme des Saintes - 2004, M 6,3, séisme Nord-Martinique - 2007, M 7,4). Les événements sismiques sont des révélateurs des bonnes ou mauvaises pratiques qui couvrent toutes les étapes de la conception à la réalisation. Le dimensionnement en capacité, visant un fonctionnement choisi, peut être un outil intéressant pour structurer les observations ; il constitue à ce titre le fil conducteur de ce texte.

3. L'ÉVÈNEMENT ET LA RÉGLEMENTATION

La première réglementation sismique italienne date de 1909 et elle a régulièrement évolué après chaque séisme majeur ayant frappé la péninsule. D'une façon générale pour les bâtiments à risque normal, l'objectif principal d'une réglementation parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques.

Depuis cent ans des avancées considérables ont été réalisées sur la connaissance du comportement des bâtiments sous séisme, grâce à l'analyse des dommages effectuée par des experts suite aux missions post-sismiques, aux essais

réalisés en laboratoire, à la compréhension du mouvement sismique, à une meilleure connaissance des propriétés mécaniques des matériaux et aux développements de calculs par simulations numériques. Ces avancées se sont traduites par des évolutions dans les codes de vérification des structures, dans les dispositions constructives préconisées, dans les configurations générales recommandées pour la structure et dans les méthodes de calcul.

Le séisme des Abruzzes a été ressenti sur plusieurs dizaines de kilomètres. Les intensités (MCS) les plus importantes enregistrées sont de l'ordre de IX-X à X, à Onna et Castelnuovo, à proximité de l'épicentre. La zone géographique où les intensités supérieures à VI ont pu être évaluées correspondent à un carré de près de 40 km de côté, approximativement centré sur le village d'Onna.

Les spectres de réponse de quatre sites ont été examinés en fonction de leur distance par rapport à l'épicentre (Tableau 1) et comparés aux spectres réglementaires de l'Eurocode 8 (Figure 1). Les enregistrements utilisés sont obtenus à partir de la base de données RAN. Selon la norme italienne actuelle, la région de L'Aquila est située en zone 2, ce qui correspond à une accélération au sol de 0,25 g.

Station	Nom	Dist. (km)	Type sol	Zone	Pga hor. (g)	Pga vert. (g)
AQV	V. Aterno – Centro Valle	4,8	B	2	0,68	0,52
AQA	V. Aterno – F. Aterno	5,8	B	2	0,44	0,49
CLN	Celano	31,6	A	2	0,09	0,05
SUL	Sulmona	56	A	2	0,03	0,02

Tableau 1. Localisations des sites de la figure 1

De l'étude de ces spectres de réponse, il peut être observé que :

- Une forte composante horizontale, qui dépasse les valeurs spectrales réglementaires, est observée à proximité de l'épicentre.

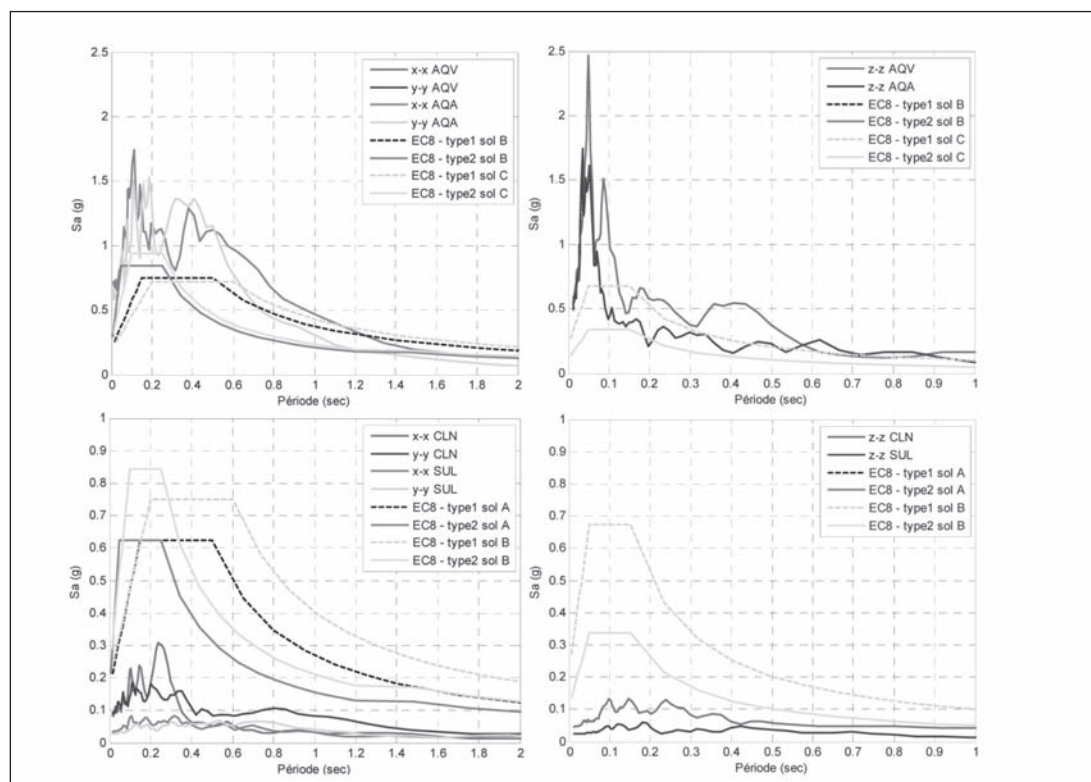


Figure 1. Spectres horizontaux (xx et yy) et verticaux (zz) avec un amortissement de 5%

- La composante verticale est très importante pour les stations proches de l'épicentre, à haute fréquence. Cette composante verticale est beaucoup moins marquée, lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre.
- Le rapport entre le pga vertical et horizontal peut atteindre 1,2 (pour AQA).

Bien que ce séisme soit plutôt modéré ($M_w = 6,2$), l'étude des spectres de réponse a montré une forte accélération spectrale (horizontale et verticale), à haute fréquence, en champ proche. Le séisme de L'Aquila confirme que l'aléa sismique est difficile à appréhender avec précision dans des régions à sismicité « modérée », principalement à cause des effets de site. Dans un rayon de 30 km de l'épicentre, jusqu'à 75% des bâtiments de plusieurs villes ou villages ont pu être fortement endommagés. Compte tenu des formes spectrales des accélérogrammes des stations proches, il n'est pas étonnant que les petits collectifs aient été autant touchés, puisque l'accélération spectrale la plus forte correspond aux fréquences propres de ces structures (fréquences comprises entre 2 et 10Hz).

4. DIMENSIONNEMENT EN CAPACITÉ DES BÂTIMENTS

4.1 Principe EN 1998-1, fiabilité

La NF EN 1998-1 ou -2, comme d'autres codes parasismiques, fait appel au principe de dimensionnement en capacité. Cette démarche permet de favoriser des limites ultimes ductiles, éloignant de fait les ruines fragiles. Le schéma de la chaîne à maillons plastiques et fragiles illustre bien ce concept (Figure 3).

La fiabilité de la structure en situation sismique vise donc une intégrité structurale avec une résistance résiduelle après incursion dans un domaine post-élastique (Figure 2). La démarche de dimensionnement en capacité se décline donc en deux phases :

- (1) le choix de modes de ruine ductile n'entraînant pas de ruines locales ou globales prématurées avec des fusibles présentant un domaine plastique adéquat et

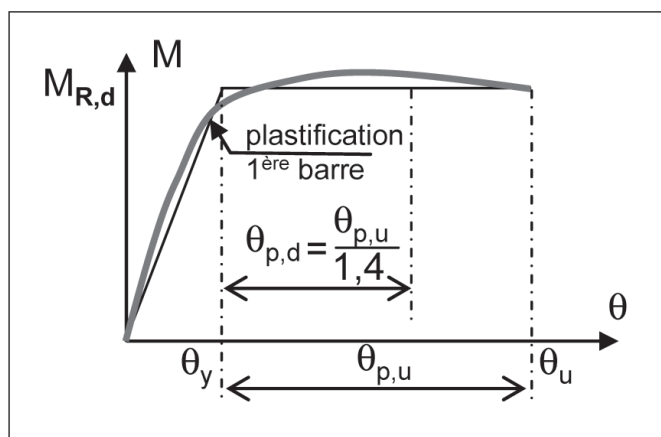


Figure 2. Détermination de la capacité de rotation plastique d'un élément en béton armé selon la NF EN 1998-2

- (2) la calibration du surdimensionnement des zones destinées à ne pas subir d'incursion au delà de leur domaine de fonctionnement élastique. La notion de domaine plastique requis est importante pour établir cette calibration. L'Eurocode 8 permet de prévenir les modes de ruine par rupture fragile en utilisant des coefficients de surdimensionnement. Ils permettent une surévaluation de la force sismique de calcul, d'un facteur pouvant varier de 1,1 à 1,35, pour les vérifications des modes fragiles. Les coefficients suivant montrent la diversité dans la déclinaison de ces principes selon l'Eurocode 8 [NOR 04-8].

$\gamma_{Rd} = \{1 ; 1,1 ; 1,2 ; 1,3 ; 1,35, \text{ en fonction du matériau, du niveau de ductilité retenu}\}$

$\alpha_u/\alpha_1 = (\text{de } 1,1 \text{ à } 1,35 - \text{poussée progressive}),$

$\Sigma M_{Rd}/\Sigma M_{RB} \geq 1,3$ (ELU, conditions de ductilité globale et locale),

coefficient partiel supplémentaire = 1,3 pour scénarios de ruine fragile (§8.6(5) pour assemblage des assemblages de charpentiers pour les structures en bois), ...

Le retour d'expérience post-sismique constitue un terrain d'observations des bons ou mauvais fonctionnements structuraux. Ces observations peuvent être mises en parallèle avec les prescriptions émanant d'une démarche de dimensionnement en capacité intégrant les comportements de matériaux ou composants à écarter ainsi que ceux à privilégier. Le paragraphe suivant, illustre cette démarche pour les diaphragmes horizontaux : planchers et charpentes.

4.2 Les diaphragmes horizontaux

Une hypothèse fondamentale en génie parasismique est celle de diaphragmes horizontaux rigides et plus résistants que les contreventements afin d'assurer la répartition des efforts vers ces derniers. L'Eurocode 8, dans sa démarche de dimensionnement en capacité prescrit un coefficient de sur-résistance de 1,1 à 1,3 en fonction des risques de fragilité du diaphragme. Ce coefficient inclut les liaisons entre les diaphragmes horizontaux. Les figures 4, 5 et 6 rendent compte des consé-

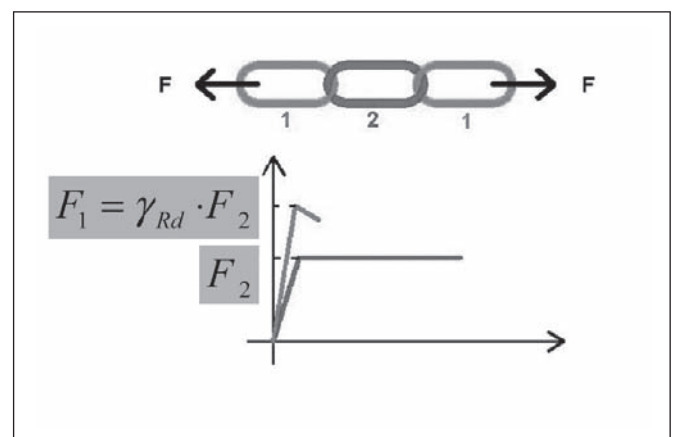


Figure 3. Système à comportement global ductile.



Figure 4. (a) Charpente et chaînage à L'Aquila église Santa Maria Paganica bâtiment L'Aquila, (b) Corso Vittorio Emanuele-Corso Principe Umberto

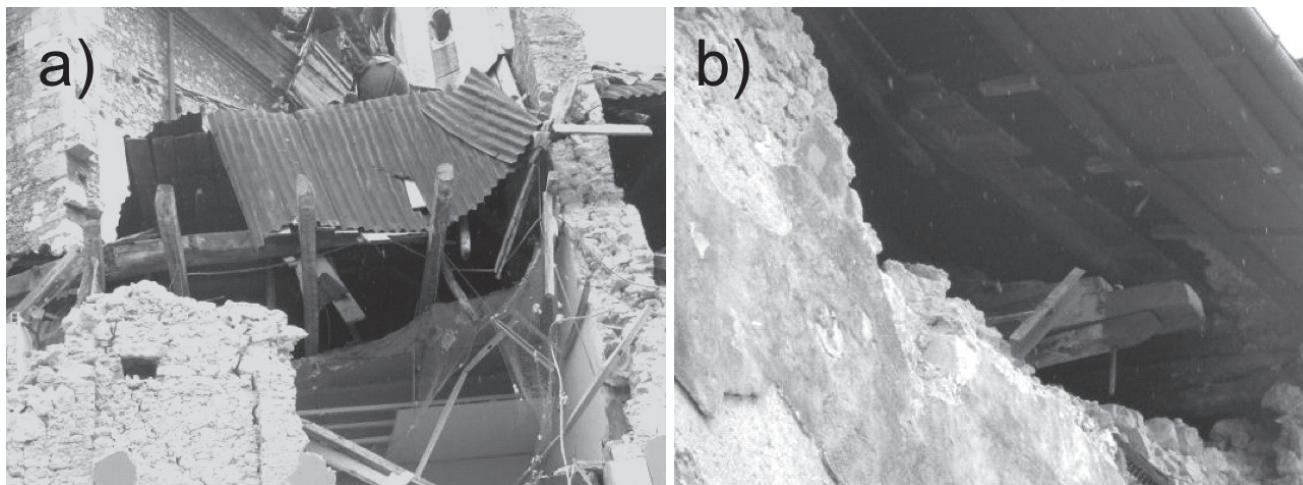


Figure 5. Liaison diaphragmes-murs - (a) Diaphragme de plancher bois sous toiture, Palazzo del Governo L'Aquila - (b) Défaut d'ancrage de charpente sur maçonnerie, Via Roio L'Aquila



Figure 6. Ruine des planchers du bâtiment de l'Université d'Histoire des Abruzzes L'Aquila - Gravas issus des étages remplissant le RdC, Via Delle Carceri

quences d'une résistance insuffisante des diaphragmes horizontaux et de leurs liaisons avec les murs porteurs. La figure 4 rapporte un défaut de liaison entre charpente et murs au droit d'un hypothétique chaînage horizontal sur des bâtiments de L'Aquila. La figure 4a illustre notamment la faiblesse de rigidité flexionnelle du chaînage horizontal.

La figure 5 illustre quant-à-elle l'insuffisance de l'ancrage ou de la résistance du mur porteur, ici principalement sollicité hors de son plan, au droit de l'ancrage des planchers du Palazzo del Governo (préfecture) et de la charpente d'un bâtiment via Roio dans L'Aquila. Que ce soit les solives ou l'entrait de ferme, le manque d'ancrage (a), ou l'ancrage hors d'un chaînage (b), a conduit à un effondrement partiel des murs de façade.

La figure 6 montre la ruine des différents planchers de bâtiment du département Histoire de l'Université des Abruzzes et de plusieurs bâtiments à proximité. Ces chutes de planchers, intégrant généralement des matériaux pulvérulents, génèrent un important dégagement de poussière, souvent meurtrier pour les occupants.

5. APPLICATION AUX BÂTIMENTS EN BÉTON ARMÉ

Beaucoup de bâtiments endommagés étaient des bâtiments contreventés au moins partiellement par des ossatures poteaux-poutres en béton armé coulé en place. Une des premières illustrations du dimensionnement en capacité est de privilégier la formation de rotules plastiques dans les poutres, plutôt que dans les poteaux. L'Hôtel Duca, un des plus prestigieux de L'Aquila, illustre le non respect de ce principe. Il associait également un rez-de-chaussée avec transparences et planchers décalés.

Cependant, de nombreux bâtiments à ossature présentaient ce même défaut. La zone fragile de ces structures se situe au niveau de la liaison poteaux-poutres et non dans les poutres, en raison d'un manque de confinement au niveau du nœud associé à une mauvaise conception des ancrages, des recouvrements et à une qualité de béton médiocre. Des rotules se forment donc au niveau de la jonction, les ancrages des poutres cèdent entraînant dans leur chute les



Figure 7. Hôtel Duca degli Abruzzi présentant une forte transparence au rez-de-chaussée (source photo gauche : Google)



Figure 8. Retour à 90° des cadres de confinement

Figure 9. Flambage des aciers longitudinaux

planchers. Cet état de fait est à l'origine d'une cinématique qui a causé de nombreux effondrements partiels ou totaux des bâtiments.



Figure 10. Conséquences de la mauvaise conception et réalisation des liaisons poteaux-poutres

Afin d'étudier l'importance des dispositions constructives, le CERIB a effectué des essais afin de déterminer le diamètre de cintrage optimal dans le cas de maçonneries chaînées [JUR 08]. Le protocole expérimental consistait à effectuer un essai de cycles alternés sur un chaînage horizontal possédant un recouvrement effectué à l'aide de boucles au niveau d'une jonction avec un chaînage vertical. Ces essais ont mis en évidence que de faibles variations dans les dispositions constructives peuvent générer des comportements très différents, bien que les zones testées ne correspondent pas à des zones de dissipation, comme cela peut-être le cas avec une ossature. Deux diamètres de cintrage ont été testés : 4Φ et 5Φ . Dans le cas des boucles de diamètre 4Φ , il y a eu une dété-

rioration fréquente des caractéristiques mécaniques du nœud d'assemblage, en termes de rigidité et de capacité portante. Pour des boucles de diamètre 5Φ , il y a systématiquement maintien de la capacité portante et endommagement progressif le plus souvent très limité. En effet, la figure 11 montre l'évolution de l'endommagement lors des phases de traction pour l'ensemble des essais.

L'endommagement est défini grâce à l'évolution de la pente sur les courbes force-déplacement :

$$D = 1 - E / E_0 \quad \text{où : } E \text{ est le module d'élasticité de l'assemblage endommagé,}$$

$$E_0 \text{ est le module d'élasticité de l'assemblage vierge.}$$

Plus la valeur de l'endommagement D est élevée, plus les caractéristiques mécaniques de la structure sont altérées.

6. APPLICATION À DES STRUCTURES BOIS

6.1 Assemblage d'angles de portique et de pied d'arc

Le matériau bois, outre son intéressant rapport masse sur résistance, présente une très grande ductilité en compression perpendiculaire à ses fibres (particularité largement utilisée dans les structures à pan de bois avec diagonales excentrées), mais également une grande fragilité en cisaillement et surtout en traction perpendiculaire aux fibres. Les structures en bois permettent, si elles sont

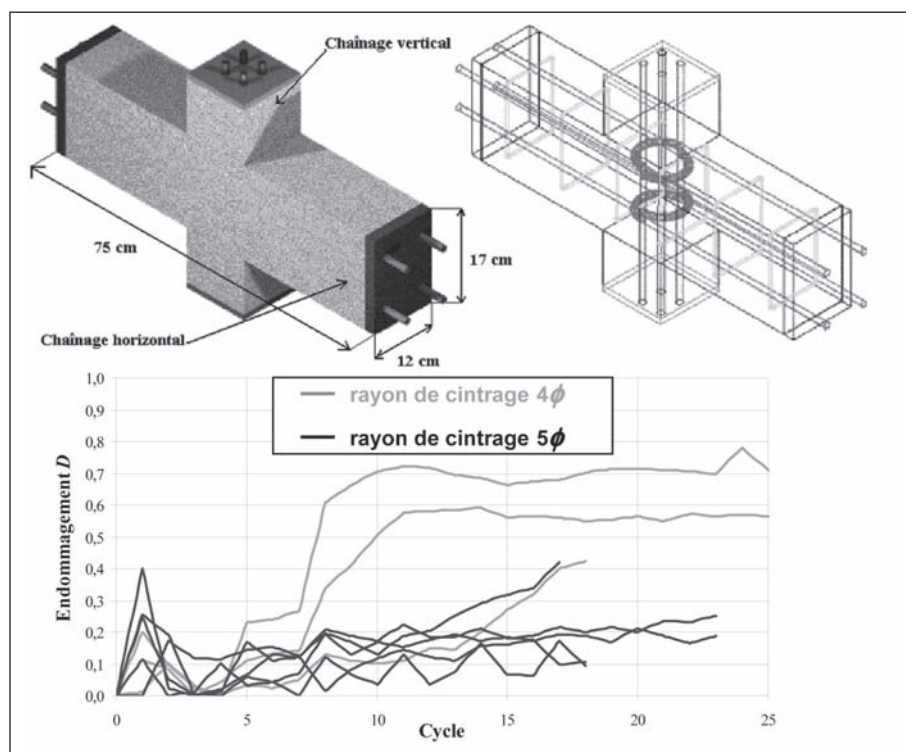


Figure 11. Configuration d'essai et évolution de l'endommagement cyclique

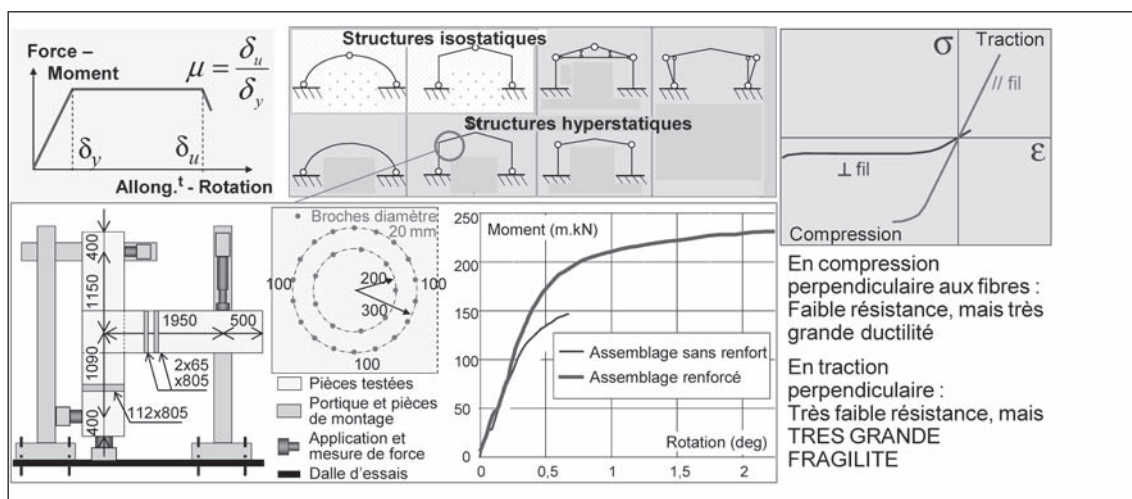


Figure 12. Assemblages par couronne de boulon avec ou sans renfort

conçues à cette fin, de dissiper de l'énergie par incursion dans le domaine post-élastique dans les zones d'assemblages. La figure 12 rapporte les résultats d'essais d'assemblages de portiques réalisés sur la plateforme de transfert de Polytech'Clermont-Ferrand [Bou 96].

Les assemblages par couronne de boulons ou broches, bien que largement utilisés, ne présentent pas de comportement ductile, notamment de par le développement de traction perpendiculaire dans les poteaux et traverses. Comme le rapportent les courbes expérimentales de la figure 12, le renforcement de la zone d'assemblage par collage de panneaux de contreplaqué de 15 mm d'épaisseur sur les faces non vues permet d'éloigner cette rupture fragile. Pour des assemblages sollicités en flexion et devant présenter des capacités de ductilité, il est préférable de chercher des conceptions limitant au maximum le développement de traction perpendiculaire aux fibres du bois.

La théorie de Johansen, transcrite dans la NF EN 1995-1-1 [NOR 04-5] modélise le comportement unitaire des assemblages bois. Pour les assemblages bois-métal, avec plaque métallique centrale, la résistance par plan de cisaillement est donnée par les relations suivantes :

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,l,k} t_1 d \\ f_{h,l,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,l,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,l,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

pas de déformation de tige

Chaque relation correspond à un mode de déformation des tiges. $f_{h,l,k}$ représente la portance locale, $M_{y,Rk}$, le moment plastique des tiges et $F_{ax,Rk}$: un effet corde.

En complément la NF EN 1995-1-1 stipule de vérifier la capacité au fendage en fonction de la position de l'effort par rapport à la hauteur de la poutre comme suit :

$$F_{90,Rk} = 14b \sqrt{h_e / (1 - h_e / h)}$$

Cette limite de résistance, en absence de fretage, peut prendre des valeurs basses et donc devenir dimensionnante. L'exemple de la surface de vente en construction à 10 km à l'ouest de L'Aquila montre une solution adaptée pour des portées moyennes (15-20 mètres). La figure 13 rapporte une vue d'ensemble, un détail d'un rein de portique et un assemblage de faîtage. Les plaques latérales permettent de transférer les efforts hors axes. La contrainte limite en compression perpendiculaire s'exprime de la façon suivante :

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

avec $k_{c,90} = (2,38 - l / 250)(1 + h / (12l))$

et $f_{c,90,d}$, la résistance en compression perpendiculaire.

6.2 Assemblage de charpentiers

Les assemblages dits de charpentiers sont également très fréquemment utilisés pour les charpentes traditionnelles ou plus généralement pour des assemblages fonctionnant par contact. La reprise d'efforts de compression inclinés par rapport aux fibres du bois peut-être approchée par la formule suivante :

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

avec $f_{c,0,d}$ la résistance en compression longitudinale et $f_{c,90,d}$ la résistance en compression perpendiculaire,

La composante de compression perpendiculaire aux fibres est favorable pour une dissipation d'énergie par incursion dans le domaine plastique. La conception de l'assemblage arbalétrier-entrait par embrèvement est particulièrement importante dans la résistance d'une charpente. Cependant, un scénario de rupture fragile par cisaillement du talon est à écarter pour bénéficier de la compression perpendiculaire.



Figure 13. Structure en bois sur une surface de pente – Sassa.



Figure 14. Assemblages bois travaillant par contact avec embrèvement décalé et dispositifs de maintien pour écarter les ruptures fragiles – L'Aquila.

laire. La figure 14 illustre une conception qui éloigne de manière efficace la rupture prématurée en cisaillement du talon de l'embrèvement. L'embrèvement décalé assure une surface de cisaillement suffisante pour que ce mode de rupture ne soit pas limitatif dans la résistance. Des plaques métalliques ou boulons assurent également le maintien en position des pièces en cas de secousse sismique. Ce petit bâtiment n'a subi aucun dégât malgré son implantation dans L'Aquila.

7. CONCLUSION

Les observations faites au cours la mission AFPS à L'Aquila ont montré que les bâtiments endommagés ou détruits, présentaient tous, outre des irrégularités en élévation, des défauts de mise en œuvre, principalement au niveau des dispositions constructives. Ces défauts ont généralement entraîné des ruptures de type fragile, résultant en une destruction partielle, voir totale de la structure. Il est donc indispensable de proposer des textes dans lesquels des dispositions constructives soient présentées, explicitées et détaillées. Ce travail a d'ailleurs déjà été entamé, avec les règles PS-MI 89 révisées 92 pour les maisons individuelles ou le guide des dispositions constructives parasismiques [AFPS 06]. Il doit être poursuivi et complété. Une modélisation fine du comportement des matériaux et des composants structuraux, associée à un dimensionnement en capacité, apporte des outils permettant une aide à la conception des détails et à la fiabilité globale des structures sous séisme.

Le bon comportement d'un nombre important de bâtiments modernes démontre la connaissance et l'application des bonnes pratiques, aussi bien au niveau de la conception

que de l'exécution. Cette évolution est bien évidemment très positive pour l'avenir.

8. BIBLIOGRAPHIE

- [AFPS 06] Gianquinto M. et al, *Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton bois et maçonnerie*, Presse des ponts et Chaussées 2006.
- [AFPS 09] Juster-Lermitte S. et al, *Rapport de mission suite au séisme de l'Aquila, Septembre 2009*
- [AUGC 10] Juster-Lermitte S. et al, *Un retour d'expérience post-sismique, enseignement structural pour la mission AFPS L'Aquila. 28^e rencontres universitaires de génie civil. La Bourboule 2-4 juin 2010*
- [BOU 96] Bouchair A et al, *Behaviour of moment-resisting connections*, International Wood Engineering Conference. New Orleans. 1996. Volume 2. 77-82.
- [JUR 08] Juraszek N et al, *Réalisation des recouvrements dans les murs de maçonnerie chaînée*, Annales du bâtiment et des travaux publics, Octobre 2008.
- [NOR 04-2] NF EN1992-1.1 – Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton – partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, avril 2004.
- [NOR 04-5] NF EN1995-1.1 – Eurocode 5 : *Conception et calcul des structures en bois – partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments*, nov. 2004.
- [NOR 04-8] NF EN 1998-1 – Eurocode 8 : *Calcul des structure pour leur résistance aux séismes – Partie 1 / Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*, déc. 2004.