

# COMPORTEMENT DES BÂTIMENTS MÉTALLIQUES LORS DES SÉISMES DE CHRISTCHURCH, NOUVELLE-ZÉLANDE, EN 2010 ET 2011

par M. BRUNEAU, O. CLIFTON, G. MACRAE, R. LEON, A. FUSSELL

## RÉSUMÉ

*Cet article constitue un rapport d'observation préliminaire du comportement de quelques structures métalliques situées dans la ville de Christchurch en Nouvelle-Zélande, pendant la série de 6 séismes qui frappèrent la cité en 2010 et 2011. Le premier eut lieu le 4 septembre 2010, avec une magnitude de 7,1 et une intensité 7 en centre-ville. Mais le plus dévastateur pour l'agglomération de Christchurch fût celui du 22 février 2011, d'une magnitude de 6,1 et d'une intensité 9 à 10 en centre-ville. L'article s'attarde plus particulièrement sur les performances des structures triangulées avec contreventement centré, avec contreventement excentré, des ossatures stabilisées par portique et des racks de stockage industriels. A quelques exceptions notables près, les structures métalliques se sont bien comportées lors de ce séisme, au point même que les déformations inélastiques constatées ont été moins importantes que celles attendues, compte tenu des excitations sismiques très fortes enregistrées. Des hypothèses sont formulées pour expliquer ce bon comportement.*

## ABSTRACT

*This paper presents preliminary field observations on the performance of selected steel structures in Christchurch during the earthquake series of 2010 to 2011. This comprises 6 damaging earthquakes, on 4 September and 26 December 2010, February 22, June 6 and two on June 13, 2011. Most notable of these was the 4 September event, at Ms7.1 and MM7 (MM as observed in the Christchurch CBD) and most intense was the 22 February event at Ms6.3 and MM9-10 within the CBD. Focus is on performance of concentrically braced frames, eccentrically braced frames, moment resisting frames, and industrial storage racks. With a few notable exceptions, steel structures performed well during this earthquake series, to the extent that inelastic deformations were less than what would have been expected given the severity of the recorded strong motions. Some hypotheses are formulated to explain this satisfactory performance.*

---

**Michel Bruneau** – Professeur, université de Buffalo, Buffalo, États-Unis

**Charles Clifton** – Professeur associé, université d'Auckland, Auckland, Nouvelle-Zélande

**Greg MacRae** – Professeur associé, université de Canterbury, Christchurch, Nouvelle-Zélande

**Roberto Leon** – Professeur, École de génie civil d'Atlanta, États-Unis, et membre d'un programme d'échange au sein de l'université de Canterbury, Christchurch, Nouvelle-Zélande

**Alistair Fussell** – Ingénieur principal, Nouvelle-Zélande

Traduction :

**Pierre-Olivier Martin** – Directeur de recherche, CTICM, France

---

## 1. AVANT-PROPOS

Les tremblements de terre dévastateurs, même s'ils ont un retentissement médiatique important, restent fort heureusement des événements rares. Quand ils surviennent, ils peuvent entraîner de nombreuses destructions de bâtiments et d'ouvrages d'art. Les qualités intrinsèques de l'acier prédisposent avantageusement les constructions métalliques dans la mesure où celles-ci sont conçues selon les règles de l'art en conception parasismique (une présentation détaillée de ces principes est proposée par Bruneau et al. [6]). Enfin, mis à part la situation des Antilles, la France ne subit qu'un aléa sismique faible à modéré : aucune victime ni aucune destruction majeure n'ont été à déplorer au cours des dernières décennies. Il en résulte que le praticien en Construction Métallique n'a que peu l'occasion de se documenter sur le comportement sismique réel des structures métalliques.

La *Revue Construction Métallique* propose ici le retour d'expérience très instructif qui a pu être établi suite aux séismes qui ont frappé la ville de Christchurch (Nouvelle-Zélande) en 2010 et 2011, grâce à une mission d'évaluation menée par les auteurs de cet article, qui ont concentré leur expertise sur le diagnostic post-sismique de bâtiments à structure métallique.

Pour que le lecteur tire pleinement profit de cet article, il est important de décrire le contexte spécifique de la Nouvelle-Zélande pour le comparer à celui de la France. La ville de Christchurch, établie sur un sol par endroit liquéfiable, est soumise à un aléa sismique correspondant à une accélération maximale du sol de 0,25 g environ, pour un séisme avec une période de retour de 500 ans. Cet aléa est tout à fait comparable à celui de la zone 4 en France (c'est-à-dire l'aléa le plus important en métropole) sur un sol de catégorie D : dans ce cas, la nouvelle réglementation parasismique française (décret et arrêtés du 22 octobre 2010) conduit à une accélération maximale du sol de  $1,8 \times 1,6 = 2,88 \text{ m/s}^2$  pour une période de retour de 475 ans. Le code de dimensionnement parasismique néo-zélandais est bien entendu différent de celui qui s'impose en France (l'Eurocode 8), mais il repose sur les mêmes fondements, à savoir la prise en compte du comportement dissipatif des structures, par le biais d'un coefficient réducteur des charges sismiques, et le dimensionnement en capacité associé. On notera aussi que de nombreuses structures abordées dans cet article reposent sur une stabilisation latérale par contreventement excentré (à tronçons courts, donc

travaillant en cisaillement). Cette pratique reste peu courante en France, mais il est intéressant de connaître ce type de palées de stabilité, qui s'avère très efficace quand un fonctionnement dissipatif de la structure est requis. Enfin, certains systèmes constructifs sont spécifiques à la Nouvelle-Zélande et totalement inconnus en France : il n'en reste pas moins possible de tirer profit de toutes les observations rapportées ici.

Les auteurs sont ici chaleureusement remerciés pour leur contribution qui permettra au lecteur français de mieux apprécier les choix constructifs à la base de toute conception parasismique.

*Pierre-Olivier MARTIN*

## 2. INTRODUCTION

Le séisme du 22 février 2011, qui a frappé la ville de Christchurch, en Nouvelle-Zélande, restera comme une tragique catastrophe, marquée en particulier par de nombreuses destructions de bâtiments en maçonnerie non chaînée, d'importantes liquéfactions de sol et l'effondrement de quelques bâtiments en béton. Le nombre de personnes décédées et les dégâts provoqués par ce séisme sont sans commune mesure avec ceux dus à la secousse du 4 septembre 2010 et aux répliques importantes de juin 2011, qui ne causèrent pas d'autres victimes.

Avec un foyer sismique très proche de la surface, situé à seulement 5 km de profondeur et à environ 10 km de distance en surface du centre-ville, le séisme de février 2011 s'est traduit par des oscillations du sol entre 3 et 6 fois plus élevées que celles enregistrées pendant la secousse principale de 2010. Des études détaillées des enregistrements des mouvements du sol ont montré que le séisme du 4 septembre représentait à peu près 70 % la charge sismique à l'état limite ultime (ELU) prévu par la réglementation néo-zélandaise, celui du 22 février 1,5 à 2 fois cette charge et enfin le plus violent séisme de juin 2011 90 % de la charge réglementaire.

Bien que la durée totale de chaque séisme ayant frappé la ville fût relativement courte (environ 10 à 15 secondes), la durée cumulée des mouvements les plus violents a tout de même atteint 60 secondes. Ainsi, même si chaque séisme pris isolément pourrait être considéré comme non représentatif du fait de la courte durée des excitations, cette précaution n'a plus lieu d'être quand la durée totale

des secousses est considérée. Cela est d'autant plus vrai que des ruptures en fatigue oligo-cyclique ont été notées après les dernières secousses de juin, touchant des armatures ou certains types d'attaches. Pour ces raisons, l'étude du comportement des structures métalliques, même non endommagées, est instructive, puisqu'elle fournit l'occasion de jauger les dispositions de la réglementation parasismique néo-zélandaise. Tel est l'objectif de cet article.

Enfin, au moment où cet article est écrit, le débat n'est toujours pas tranché permettant de savoir si le séisme de février 2011 était ou non une réplique de celui de septembre 2010. Dans cet article, les termes «séisme» ou «réplique» sont utilisés indistinctement, sans aucune intention à cet égard.

### 3. NIVEAU D'ACTION SISMIQUE

À l'inverse du séisme de septembre 2010, la réplique de février 2011 a atteint dans le centre-ville de Christchurch un niveau d'action sismique dépassant de manière substantielle celui du spectre de calcul. La **Figure 1** montre le spectre réglementaire de calcul pour les bâtiments à risque normal (ELU) et le spectre maximal historiquement vraisemblable (SMHV), comparés avec les plus fortes composantes horizontales enregistrées par les 4 capteurs sismiques situés en centre-ville ainsi que la moyenne de ces quatre courbes. La courbe moyenne est toujours située au-dessus du spectre SMHV pour les périodes

supérieures à 0,3 s, à l'exception de l'intervalle entre 1,8 et 2,7 s, où elle reste cependant nettement supérieure à celle du spectre ELU.

Notes pour la Figure 1 :

1. la courbe en pointillé correspond au spectre de calcul réglementaire (ELU – spectre élastique pour un amortissement de 5 %, avec une période de retour 500 ans) pour les bâtiments à risque normal, sur un sol mou de classe D, généralement considéré pour le centre-ville de Christchurch. *NdT*: Ce spectre correspond à peu près au spectre réglementaire français pour la zone 4, avec un sol de mauvaise qualité de classe D ou E (période de retour 475 ans).
2. La courbe continue noire représente le spectre correspondant au séisme maximal historiquement vraisemblable (MCE = Maximum Considered Event – spectre élastique pour un amortissement de 5 %, avec une période de retour 2500 ans) pour la même zone et pour un sol de classe D.
3. La courbe continue en rouge est la moyenne des courbes des 5 stations d'enregistrement.

Les oscillogrammes d'une des 4 quatre stations d'enregistrement du centre-ville sont donnés en **Figure 2**. Ils montrent en particulier des accélérations beaucoup plus élevées lors de la réplique en comparaison à celle du séisme principal.

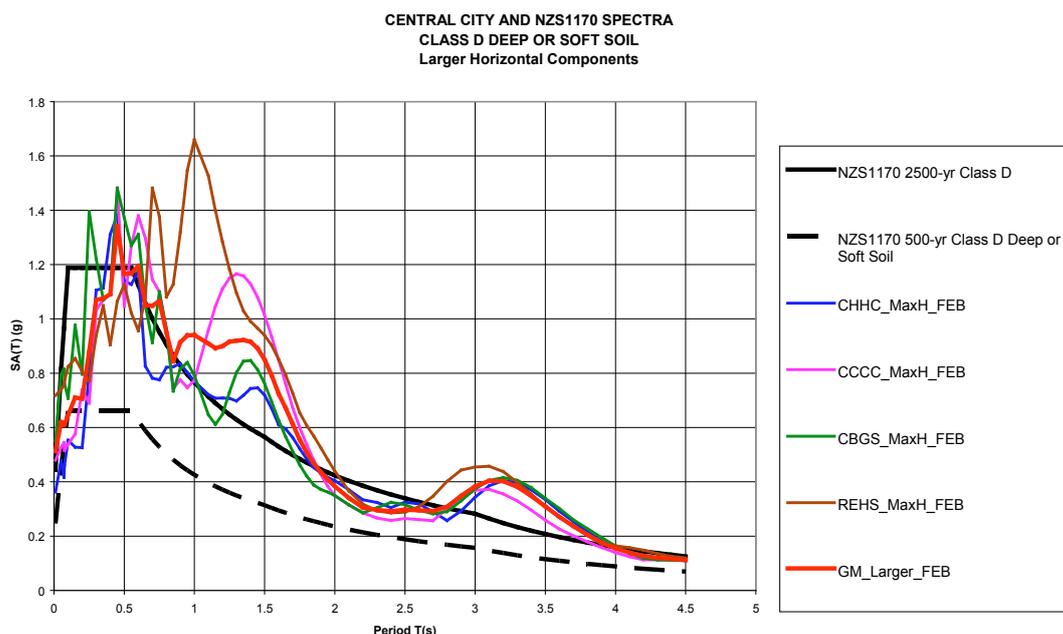


Figure 1 : Comparaison des spectres réglementaires de la norme parasismique néo-zélandaise (NZS 1170.5) avec les enregistrements effectués au centre de Christchurch (Figure par Graeme McVerry, GeoNet, Nouvelle-Zélande)

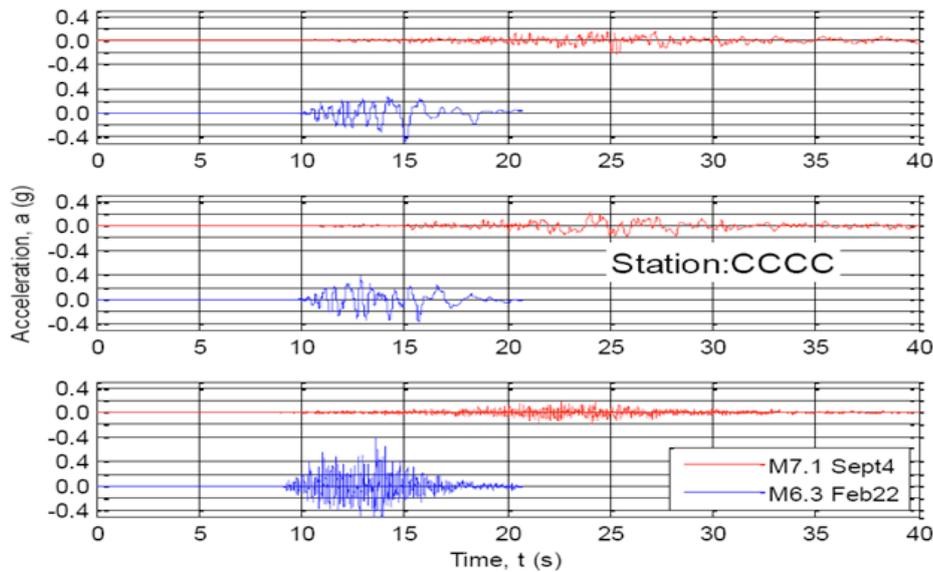


Figure 2 : Accélérogrammes horizontal et vertical de la station d'enregistrement Canterbury College  
 Note : CCCC = Station du Christchurch Cathedral College

Ils soulignent aussi la relativement courte période d'excitation sismique, de l'ordre de 10 s.

#### 4. STRUCTURES MÉTALLIQUES DANS LA RÉGION DE CHRISTCHURCH

Le nombre de structures métalliques dans la région de Christchurch est relativement peu élevé. En effet, les rivières de la région fournissent à bon marché les granulats pour la fabrication du béton, déposés par les crues lors de la fonte des neiges des massifs et glaciers situés à l'Ouest de Christchurch (le lit des rivières étant pratiquement à sec et facilement accessible le reste de l'année). En outre, le secteur de la construction métallique en Nouvelle-Zélande

est resté très handicapé après les conflits sociaux des années 70. Ce n'est qu'au début de la décennie 1990 que la construction d'immeubles modernes en acier a commencé à recevoir une certaine considération, le béton restant le matériau de construction le plus courant. De ce fait, la plupart des bâtiments métalliques de la région de Christchurch sont d'époque récente, et conçus suivant les dernières exigences parasismiques.

La part de marché des bâtiments à structure métallique a considérablement augmenté ces dernières années en Nouvelle-Zélande, jusqu'à se rapprocher de celle des bâtiments en béton armé ou préfabriqué. En particulier, quelques bâtiments remarquables, constitués à partir d'une ossature métallique, ont été

TABLEAU 1 : BÂTIMENTS SIGNIFICATIFS À OSSATURE MÉTALLIQUE ET À PLUSIEURS ÉTAGES, DANS LE CENTRE ET LA PÉRIPHÉRIE DE CHRISTCHURCH

Nb d'étages	Système de stabilité antisismique	Système de plancher	Année de livraison
22	EBF et MRF	Plancher mixte et poutrelles acier	2010
12	EBF et MRF	Plancher mixte et poutrelles acier	2009
7	SW et CBF	Plancher mixte et poutrelles acier	1985
7	MRF en périphérie	Plancher mixte et poutrelles acier	1989
3	MRF	Plancher mixte et poutrelles acier	2010
5	EBF	Plancher mixte et poutrelles acier	2008
3+(1)	EBF	Poteaux béton préfabriqués et planchers alvéolaires avec dalle de finition	2003
5	EBF	Poteaux béton préfabriqués et planchers alvéolaires avec dalle de finition	2010

Notes : (1) : Actuellement 3 étages, avec une provision pour 1 étage supplémentaire

CBF : Ossatures triangulées à contreventement centré

EBF : Ossatures triangulées à contreventement excentré

MRF : Ossatures en portique

SW : Système avec panneau de cisaillement (effet diaphragme)

Les deux derniers bâtiments sont en béton armé et disposent de palées de stabilité EBF en acier.

livrés moins de 2 ans avant le séisme de février 2011. Le **Tableau 1** fournit une liste de bâtiments du centre-ville et pour certains de l'agglomération de Christchurch, comptant plusieurs niveaux et constitués à partir d'une structure métallique. Il existe un nombre à peu près similaire de bâtiments métalliques récents de moindre importance situés dans la périphérie de Christchurch qui ne sont pas mentionnés dans ce tableau. En outre, quelques bâtiments érigés durant la dernière décennie, bien que construits essentiellement en béton, comportent un partie structurelle en acier, la plupart n'étant pas mentionnés ici.

### **5. COMPORTEMENT SISMIQUE DES OSSATURES TRIANGULÉES À CONTREVENTEMENT EXCENTRÉ**

Deux bâtiments récents à plusieurs étages du centre de Christchurch sont contreventés latéralement par des ossatures triangulées à contreventement excentré. La tour «Residential Pacific», de 22 étages, a été achevée en 2010 et l'immeuble «Club Tower» en 2009. Tous deux ont été notés «vert» lors de l'inspection post sismique, signifiant qu'ils pouvaient de nouveau être occupés en toute sécurité, même si quelques réparations mineures se sont avérées nécessaires, concernant des éléments non structuraux.

L'immeuble «Club Tower» (**Figure 3a**) comporte des plans de stabilité par contreventement excentré (EBF) sur trois des côtés de la cage d'ascenseur, positionnés en plan de manière excentrée sur la façade ouest du bâtiment, et un plan de stabilité par portique dissipatif (DMRF) est situé sur la façade est. L'ossature métallique repose sur un socle béton constituant l'infrastructure et le premier niveau. Les fondations sont assurées par une dalle de radier de 1,6 m d'épaisseur. Seule la palée triangulée sur le côté est de la cage d'ascenseur a pu être inspectée visuellement sans avoir à démonter les cloisons de parement (**Figure 3d**). Des investigations plus poussées ont cependant pu être conduites sur les tronçons de la palée sud, après démontage des cloisons. La **Figure 3c** montre le tronçon d'excentrement au troisième niveau de cette palée sud, pour laquelle le plus haut niveau de plastification a été relevé. Deux méthodes indépendantes ont permis d'évaluer la déformation plastique par cisaillement de l'ordre de 3 à 4 %. Les tronçons dissipatifs ne comportaient pas de déformation plastique résiduelle apparente.

Les fissures dans les dalles béton qui avaient pu être détectées lors de l'inspection post sismique du premier séisme [1] n'ont pas pu être observées, en raison des revêtements de plancher couvrant les dalles béton, à l'exception toutefois de l'extrémité d'un plancher situé en encorbellement sur un des côtés de l'édifice (cette particularité n'étant présente que sur deux niveaux pour des considérations architecturales). La largeur des fissures est apparue du même ordre que celles précédemment observées. Des fissurations substantielles par cisaillement ont aussi été observées sur les plaques de plâtre couvrant les murs de périphérie, sur cette même partie en encorbellement (**Figure 3b**). Sur les autres plaques de plâtre du bâtiment n'ont été observées que de légères fissures, pas plus larges qu'un cheveu. Une enceinte en maçonnerie, non structurelle, dont la fonction était d'isoler acoustiquement les installations mécaniques situées sur le sommet du socle béton, a subi de légères fissurations en cisaillement, du côté jouxtant les planchers en encorbellement.

Compte tenu de l'intensité des accélérations sismiques, dépassant largement celles prévues lors de la conception, des plastifications substantielles étaient attendues dans les tronçons d'excentrement des palées de stabilité EBF. Ce type de palées dimensionnées d'après la norme néo-zélandaise [2] peut prendre en compte un facteur de ductilité  $\mu$  (s'apparentant au coefficient  $R_{\mu}$  des règles américaines – *NdT*: et au coefficient de comportement  $q$  des normes européennes Eurocode) – jusqu'à une valeur de 4, correspondant à une déformation par cisaillement significative des tronçons d'excentrement. Cependant, seul un léger écaillage de la peinture a pu être constaté au niveau de ces tronçons d'excentrement. Au-delà des raisons habituelles contribuant à la sur-résistance des structures métalliques (hypothèses de modélisation, etc.), d'autres causes peuvent être avancées pour expliquer ces observations, en particulier la résistance des planchers mixtes, négligée lors de la conception, la mobilisation des bardages non structuraux en béton de la cage d'escalier et la durée relativement courte de l'excitation sismique.

Le portique dissipatif de la façade est n'a montré aucun signe de plastification. Le dimensionnement de ces sections provient essentiellement de la nécessité de limiter les déplacements latéraux, en particulier sous les effets de la torsion due à l'excentrement du noyau de stabilité. De ce fait, une valeur réduite de coefficient de ductilité  $\mu = 1,25$  a été considérée.

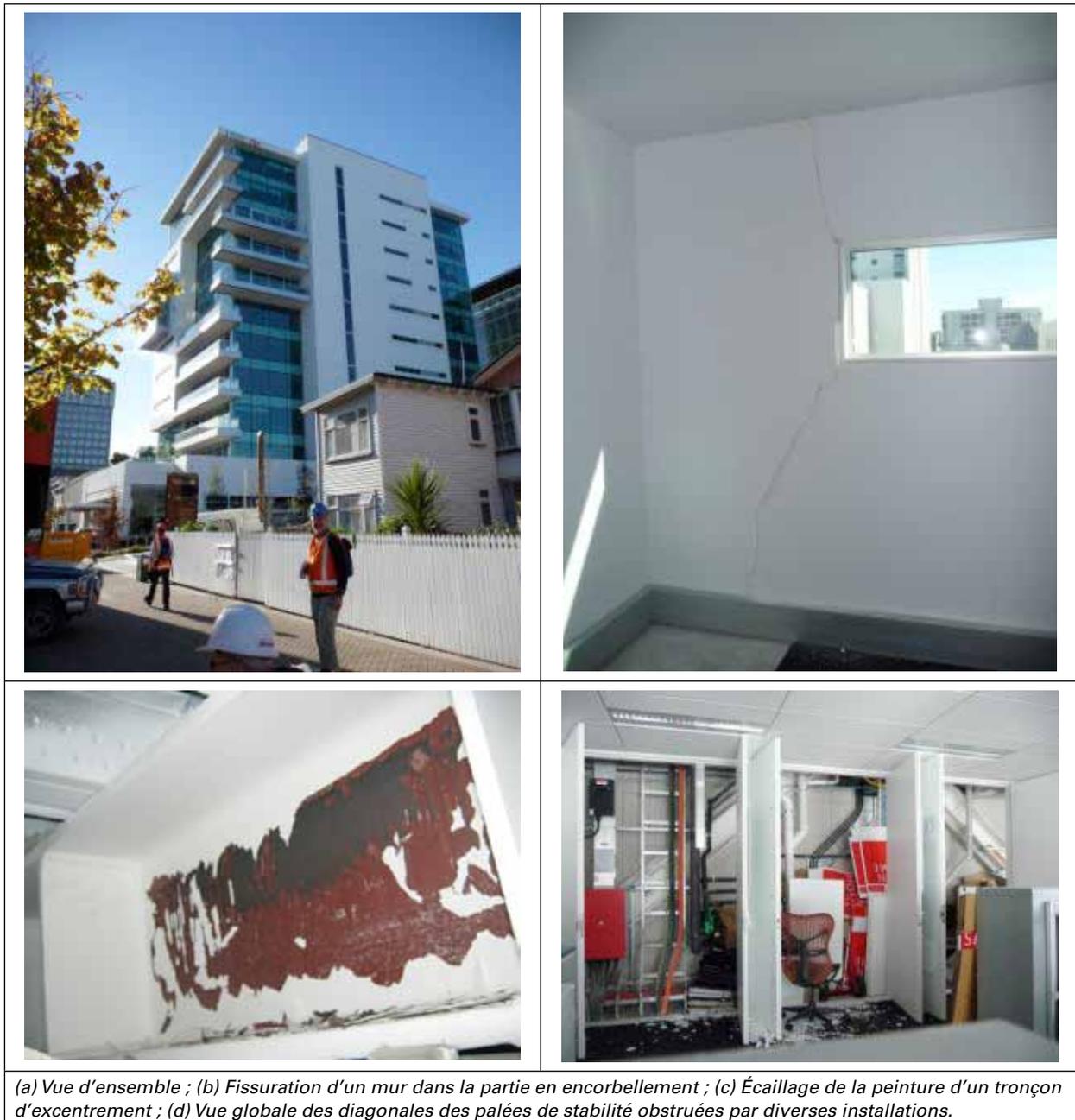


Figure 3 : Immeuble « Club Tower » (photos M. Bruneau)

Cet immeuble a été finalement conçu pour un niveau de dissipation ductile plus faible que le niveau habituel d'un système EBF de cette hauteur et de ces dimensions. Il s'est très bien comporté durant le séisme. Aucune intervention structurelle ne s'est avérée nécessaire et les seuls travaux ont concerné la réparation mineure des quelques fissures sur les parois non-structurelles et le réalignement des rails de guidage de l'ascenseur.

La tour de 22 étages «Pacific Residential» est le plus grand bâtiment de Christchurch et constitue un nouveau repère pour la ville [Note: l'hôtel «Grand Chancellor» mesure 85 m de hauteur, l'immeuble «Price Waterhouse Cooper» 76,3 m, tandis que

le «Pacific Residential» avec ses 73 m surmontés d'une flèche de 13 m culmine finalement à 86 m – *NdT: compte tenu de son endommagement, l'hôtel «Grand Chancellor» a dû être fermé et il est prévu de le démolir*]. Cette tour est constituée à partir de plans de stabilité par contreventement excentré (EBF) situés en périphérie sur chaque face du bâtiment, jusqu'au sixième étage. Viennent pour les étages supérieurs des palées du même type (EBF), mais positionnées autour de la cage d'ascenseur. Une dalle de transfert a été conçue pour distribuer les charges sismiques au niveau de la jonction entre ces deux systèmes. Les palées sous la dalle de transfert sont visibles puisque les niveaux inférieurs abritent un parking. L'ascenseur spécifique utilisé pour ce



Figure 4 : Pacific Tower (photos M. Bruneau et C. Clifton)

parking est stabilisé par un système séparé, constitué à partir de plats reliés par crochets et ridoirs. Certains de ces éléments, d'importance mineure pour la stabilité d'ensemble de la structure, ont défailli :

des diagonales -ayant subi un allongement plastique sous les charges sismiques- se sont décrochées lors de l'inversion de charge et du retour en compression. Les poutres des palées EBF des étages supérieurs

n'étaient pas connectées aux dalles béton et ne bénéficiaient donc pas du surplus de résistance dont bénéficiaient les étages inférieurs. Une série de photos de la structure sont en **Figure 4**.

De la peinture écaillée et des déformations résiduelles en cisaillement ont été observées au niveau des tronçons d'excentrement des étages inférieurs. Le dimensionnement des palées EBF de ce bâtiment a été gouverné par la limitation en déplacement latéral, d'où il a résulté une valeur du coefficient de ductilité  $\mu$  de 1,5 (alors même qu'une valeur de 4 est permise pour ce type de contreventement, comme indiqué précédemment). Ceci est typique des contreventements EBF dans les immeubles de grande hauteur situés dans les zones soumises à un aléa sismique faible à modéré – Christchurch est situé dans une zone d'aléa sismique modéré, d'après la norme néo-zélandaise définissant les charges sismiques [3].

Lors des inspections préliminaires, il a été constaté une absence de dommages significatifs aussi bien des éléments structurels que des cloisons de finition, à l'exception du sixième étage, où l'impossibilité de pouvoir refermer quelques-unes des portes laissait présager des déformations résiduelles plus importantes à ce niveau. Une évaluation détaillée de cet étage a par conséquent été réalisée. C'est ainsi qu'un tronçon d'excentrement fracturé a été découvert sous le plancher de ce niveau (cf. **Figure 4e**), dans l'angle nord-ouest du bâtiment. Cet élément se situe derrière l'atrium visible dans l'angle du bâtiment le plus proche sur la photo (4a). Le tronçon d'excentrement a subi au moins un cycle complet de plastification de l'âme avant qu'une fracture ne se propage depuis l'un des angles supérieurs à travers la partie active, ce qui a entraîné une déformation résiduelle importante. Un contreventement provisoire a été soudé sur le tronçon endommagé afin de rétablir la rigidité latérale pendant le temps nécessaire aux travaux de réparation, consistant à découper le tronçon fracturé et à le remplacer par un nouveau, relié au reste de la structure avec des assemblages boulonnés par platines d'extrémité. Ces travaux étaient prévus courant octobre 2011 et étaient les seules réparations structurelles nécessaires pour ce bâtiment. Une inspection détaillée de tous les tronçons adjacents à ce niveau n'a en effet montré aucun autre endommagement exigeant réparation. Cette inspection n'a été possible qu'après dépose des éléments de finition intérieure

Ce type d'endommagement n'avait jamais été reporté ni dans les essais en laboratoire, ni par le retour des inspections post-sismiques. Les raisons de cette rupture ne sont à ce jour pas clairement établies. Des études structurelles et métallurgiques plus poussées seront réalisées une fois le tronçon remplacé.

Comme pour l'immeuble «Club Tower», des réparations mineures concernant des fissures d'éléments de finition et le réaligement des rails de guidage des ascenseurs furent les seules autres interventions nécessaires. Il est prévu que ces dernières soient achevées pour permettre la réutilisation normale du bâtiment lorsque l'accès à cette zone de la ville sera rétabli. Il est aussi intéressant de noter que cette tour sera le seul des 6 bâtiments de grande hauteur dans Christchurch qui pourra être réutilisé à la suite des séismes ayant frappé la cité.

Il faut remarquer enfin que la dissimulation des systèmes de contreventement latéraux par des éléments architecturaux entrave fortement leur inspection post-sismique, laissant souvent comme seule possibilité de détecter des dommages structurels la détection de fissures sur des éléments non structurels ou d'autres signes de déplacement important entre étages. Dans la plupart des cas, ces indications fonctionnent bien, mais l'expérience du séisme de Northridge, aux États-Unis, a montré que des ruptures majeures d'éléments structurels pouvaient rester cachées pendant des années quand on ne dispose comme seul révélateur de problèmes structurels que de l'endommagement des éléments non-structurels. Une inspection post-sismique aisément réalisable constitue un avantage essentiel, que les comités élaborant les futures exigences parasismiques pourraient prendre en compte en l'imposant dès la conception des bâtiments parasismiques.

## **6. COMPORTEMENT SOUS SÉISME DES PALÉES À CONTREVENTEMENT EXCENTRÉ DE PARKINGS AÉRIENS**

Les deux parkings aériens comportant des palées de stabilité à contreventement excentré EBF, décrits dans le rapport d'inspection réalisé suite au premier séisme de Christchurch [1], ont de nouveau été inspectés après la réplique du 22 février 2011.

Aucune déformation inélastique n'a été détectée dans les palées EBF du parking à trois niveaux d'un

centre commercial à l'ouest de la ville (**Figure 5a**). Cependant, des signes de déformations mineures ont été observés au niveau des assemblages de continuité des diagonales de contreventement. Le comportement visiblement élastique de cette structure n'a rien de vraiment étonnant étant donné que les palées ont été dimensionnées pour pouvoir stabiliser les trois niveaux supplémentaires de parking qui doivent être ajoutés ultérieurement et en considérant la moindre intensité des excitations sismiques dans cette zone. Il est probable aussi que les charges d'exploitation présentes au moment du séisme aient été inférieures à celles prévues lors du dimensionnement – elles étaient cependant supérieures à celles présentes lors du premier séisme puisque le centre commercial n'était pas occupé à ce moment-là. Les déformations d'éléments préfabriqués de béton déjà observées se seront avérées amplifiées par les nouvelles secousses. Il en a résulté une rupture de poutres d'allège, bien que ces dernières soient fixées latéralement à la structure par mastic epoxy, ce qui tendrait à montrer la meilleure résistance en traction de cette résine que celle des panneaux (**Figure 5b**). Ces ruptures ont eu lieu dans les panneaux d'allège sur toute la hauteur du parking. Comme ces allèges avaient aussi un rôle structural dans la reprise des charges gravitaires, leur défaillance remet en cause l'usage ultérieur du bâtiment. Aucun dommage additionnel n'a été reporté suite aux trois répliques de juin 2011.

Les palées de stabilité à contreventement excentré EBF du parking d'un hôpital proche de l'épicentre se sont, elles aussi, bien comportées, même si des fractures de tronçons d'excentrement ont été

observées à deux endroits (**Figure 6**). Il faut noter qu'au moins six cadres EBF étaient utilisés à chaque niveau et pour chaque direction principale du bâtiment, de telle sorte que cette redondance a contribué à maintenir une performance sismique satisfaisante de la structure, malgré ces défaillances importantes. Le parking ne comporte pas de déformations résiduelles visibles, ce qui laisse à penser que les ruptures des tronçons d'excentrement n'auraient pas été découvertes si la structure avait été recouverte par des cloisons non structurales.

On peut noter que la structure du parking avait elle aussi été dimensionnée pour supporter deux étages supplémentaires. Néanmoins, l'écaillage de la peinture sur quelques tronçons d'excentrement du premier niveau a mis en évidence des déformations plastiques. Des signes de liquéfaction du sol ont été observés en quelques endroits de la dalle sur terre. En fonction du type de fondations, la liquéfaction du sol peut agir comme une sorte d'isolateur sismique ou, vu différemment, contribuer à augmenter la période propre. Il en résulte généralement une moindre accélération sismique et une diminution des sollicitations de la structure. Ainsi est-il tout à fait possible que le parking n'ait pas subi des excitations sismiques aussi importantes que celles montrées sur la **Figure 1**, bien qu'il ne soit situé qu'à seulement 1,5 km de la station d'enregistrement CCCC de la **Figure 2**.

Quoiqu'il en soit, comme ces palées EBF n'étaient pas sensibles au déplacement latéral, elles ont pu être dimensionnées en considérant la valeur maximale du



Figure 5 : Centre commercial sur les avenues Dilworth St et Clarence St. (Photos G. MacRae)



Figure 6 : Parking aérien sur les rues St Asaph St et Antigua St, Christchurch (Photos M. Bruneau)

coefficient de ductilité, c'est-à-dire  $\mu = 4$ . D'autre part, ces cadres EBF ont été placés comme des composants finaux, dans une structure par ailleurs largement constituée par des éléments préfabriqués en béton. Ils n'étaient donc pas reliés aux dalles de planchers par des connecteurs, comme c'était le cas pour les bâtiments de grande hauteur décrits précédemment. Ce qui signifie qu'ils n'ont pas bénéficié de la réserve de résistance aux déformations latérales apportées par les dalles de plancher mixte.

Les ruptures montrées en détail par la **Figure 6 (c)**, ont posé un problème particulier dans la mesure où elles sont les premières jamais observées dans le monde pour des palées contreventées de type EBF (la rupture du tronçon d'excentrement mentionnée auparavant pour l'immeuble «Pacific Tower» n'a été découverte qu'ultérieurement). La perplexité était d'autant plus grande que le plan de rupture (cf. **Figure 6 (c)**) indique une rupture par dépassement des capacités de ductilité plutôt qu'une rupture fragile. Il est cependant probable qu'il faille chercher la cause de cette défaillance dans l'excentrement de la semelle de diagonale par rapport au raidisseur vertical. Ce décalage est visible sur la **Figure 6 (c)**. En conséquence de quoi, lorsque la diagonale est tendue, l'effort axial de la diagonale est transmis au panneau d'âme du tronçon d'excentrement, à travers une semelle relativement souple, au lieu d'être directement repris par le raidisseur. Ce qui signifie que la liaison âme semelle de la poutre non raidie était surchargée, conduisant à une rupture à ce niveau et sa propagation dans l'âme de la poutre. On relève les indices suivants pour étayer cette hypothèse :

- quand les semelles de diagonale sont bien alignées avec les raidisseurs, comme c'est le cas à droite du tronçon d'excentrement de la **Figure 6 (b)**, ou du panneau **Figure 6 (e)**, aucun endommagement n'a été constaté dans les panneaux d'âme ;
- l'endommagement des panneaux d'âme est directement proportionnel à l'excentricité entre la semelle de diagonale et le raidisseur à l'extrémité du tronçon d'excentrement.

Ceci montre l'importance du cheminement des efforts à travers les détails constructifs quand un comportement dissipatif est initié par la structure.

On a aussi constaté que la rampe d'accès du dernier niveau, construite en attente des futurs étages, a été endommagée dans la mesure où la seule palée EBF

stabilisant cette rampe se situe à son extrémité est, ce qui induit un effet de torsion et une rupture par cisaillement des poteaux du portique ouest de la rampe (ces dégâts déjà initiés par le premier séisme n'avaient pas été réparés lors du second et ont été aggravés par ce dernier - des contreventements latéraux temporaires ont dû être installés pour éviter toute déformation additionnelle). Des cornières métalliques, placées originellement pour obtenir une longueur d'appui suffisante aux éléments de dalle alvéolaire, ont empêché la ruine de la rampe. Les tronçons d'excentrement des palées EBF de la rampe ont subi de fortes déformations plastiques.

Les maintiens latéraux des palées EBF étaient simplement constitués de cornières flanquées de part et d'autre des semelles supérieures de la traverse, comme montré par les **Figures 6 (d)** et **6 (e)**. Aucun déplacement latéral ni gauchissement n'ont été constatés aux extrémités des tronçons d'excentrement, ce qui tend à prouver que les dispositions de maintien latéral étaient adéquates, bien qu'appliquées uniquement aux semelles supérieures et malgré la non connexion des palées aux dalles béton et le non-respect des règles parasismiques néo-zélandaises.

Le fait que des plastifications aient été observées dans les tronçons d'excentrement des palées EBF (bien qu'inférieures à celles que l'on aurait pu attendre étant donnée l'intensité des sollicitations sismiques) ainsi que la rupture de deux tronçons mettent en lumière la nécessité d'établir des règles pour la réparation ou le remplacement de ces tronçons. C'est actuellement un sujet de recherche important, qui fera l'objet de publications ultérieures.

À mi 2011, le tronçon d'excentrement fracturé avait été découpé et était sur le point d'être remplacé par un nouveau tronçon, ce qui permettra une remise en service du bâtiment bien avant que l'accès public à cette partie de la ville ne soit rétabli.

## 7. ASSEMBLAGES

Les assemblages des structures métalliques récentes se sont très bien comportés, conformément aux prévisions. La **Figure 7 (a)** montre une liaison diagonale / poutre / poteau, dans laquelle le gousset est soudé sur la poutre et boulonné sur le poteau par l'intermédiaire d'une platine, conçue pour être rigide vis-à-vis des charges verticales et souple dans la direction horizontale, ceci afin de pouvoir s'adapter aux rotations angulaires entre



Figure 7 : Assemblages dans l'immeuble « Club Tower » (Photos G. C. Clifton)

la poutre et le poteau pendant le séisme. Cette platine flexible a subi une plastification limitée (flexion hors plan), ce qui a protégé le gousset de toute demande inélastique. La **Figure 7 (b)** visualise un assemblage de continuité dans une poutre de portique, qui s'est très bien comporté.

La ruine d'une rangée de boulons sous effort de traction a pu être observée dans un assemblage poutre poteau boulonné par platine, dans un bâtiment stabilisé par portique, situé dans un lieu très fortement impacté par les secousses sismiques, à proximité d'une faille et sur sol meuble. L'assemblage en question n'a malgré tout pas cédé pendant le séisme et fut rapidement réparé.

### **8. BÂTIMENTS AVEC PALÉES DE STABILITÉ À CONTREVENTEMENT CENTRÉ**

Un parking à un niveau est le seul exemple de bâtiment stabilisé par palée de stabilité à contreventement centré ayant eu un comportement peu satisfaisant (**Figure 8**). Ce garage était constitué à partir de panneaux préfabriqués en béton sur trois côtés, le quatrième étant stabilisé à l'aide de deux palées

contreventées, de part et d'autre de l'entrée. La palée côté ouest disposait bien d'une poutre horizontale au sommet des poteaux métalliques, mais ce n'était pas le cas de la palée est, reliée au sommet de ses poteaux à une poutre en béton par l'intermédiaire d'une liaison non ductile en béton armé, qui a subi de forts dégâts. Une diagonale de cette travée a subi une rupture au niveau des soudures, sous effort de traction. Ces soudures n'avaient visiblement pas été dimensionnées suivant les principes du dimensionnement en capacité de la norme néo-zélandaise [2]. La palée ouest s'est mieux comportée, sans ruptures, laissant apparaître un flambement résiduel des diagonales, en conséquence de leur élongation.

Un hôtel de sept étages, combinant panneaux à effet diaphragme dans une direction et palée de stabilité à contreventement excentré dans l'autre direction, n'a pu être inspecté en raison de sa proximité immédiate avec l'hôtel «Grand Chancellor», bâtiment de 22 étages, dont on craignait l'effondrement imminent en raison des très graves dommages subis par ses voiles de stabilité en béton. On espère pouvoir visiter l'hôtel de sept étages, s'il est toujours intact, après la démolition du Grand Chancellor. Aucun dommage n'était visible depuis la rue.



Figure 8 : Parking à un niveau, avec palées à contreventement centré (Photos M. Bruneau)

### 9. BÂTIMENTS AVEC PORTIQUES MULTI-ÉTAGÉS

Un parking aérien tout neuf (construction achevée après le séisme de 2010) s'est très bien comporté, sans aucun signe visible de déformation inélastique au niveau des assemblages poutres poteaux (**Figure 9**) ou dans d'autres parties de la structure. Cependant, cette constatation n'a pu être réalisée qu'à distance, car une partie plus ancienne du garage, réalisée en béton précontraint, s'est effondrée (ainsi d'ailleurs

que les voies de liaison entre les deux parties du garage) sur les rampes d'accès du nouveau garage.

Un bâtiment de 7 étages situé dans le centre-ville a pu être inspecté complètement. La structure comprend 4 plans en portiques situés en périphérie du bâtiment, avec une cage d'escalier non structurale, un noyau de service et des planchers mixtes. Une inspection de la charpente et des planchers n'a montré aucun dommage apparent. Cependant, une déformation importante a été notée au niveau du noyau, et les



(a) Vue d'ensemble ; (b) et (c) Exemples typiques d'assemblages poteau-poutre.

Figure 9 : Parking aérien stabilisé par portiques (Photos M. Bruneau)

Les pieds de poteaux se sont comportés comme articulés. Il en a résulté des déplacements différentiels entre étages importants et des dommages significatifs sur les escaliers et les éléments non structuraux. Les mouvements de sol ont été très importants aux environs du bâtiment et il est probable que les fondations en ont pâti. Le devenir du bâtiment est encore en question et dépend de ce que les études montreront pour l'état des fondations.

## 10. BÂTIMENTS HISTORIQUES

L'effondrement partiel d'une partie des parois du dôme surplombant le bâtiment du Regent Theater a révélé la présence d'une structure métallique (**Figure 10**). Bien qu'un examen approfondi serait nécessaire pour

vérifier l'intégrité des assemblages, cette structure apparaissait de loin être en bon état. Le bâtiment datant d'avant 1910, la scène n'était pas sans rappeler les images de bâtiments similaires après le tremblement de terre de San Francisco en 1906. Cependant, les contreventements métalliques semblaient être soudés (à vérifier) ce qui indique que cette structure métallique est certainement plus récente que le bâtiment et a été installée à l'occasion d'une rénovation importante.

Des structures métalliques ont parfois été utilisées pour renforcer des bâtiments en maçonnerie (par exemple **Figure 11**). Ces structures sont dimensionnées par les limitations en déplacement latéral pour les maçonneries non chaînées, ce qui explique la taille conséquente des éléments métalliques ainsi que leur comportement élastique.



Figure 10 : Dôme avec contreventement métallique, au sommet du Regent Theater (Photos M. Bruneau)



Figure 11 : Palée contreventée renforçant un bâtiment en maçonnerie non chaînée (Photos M. Bruneau)

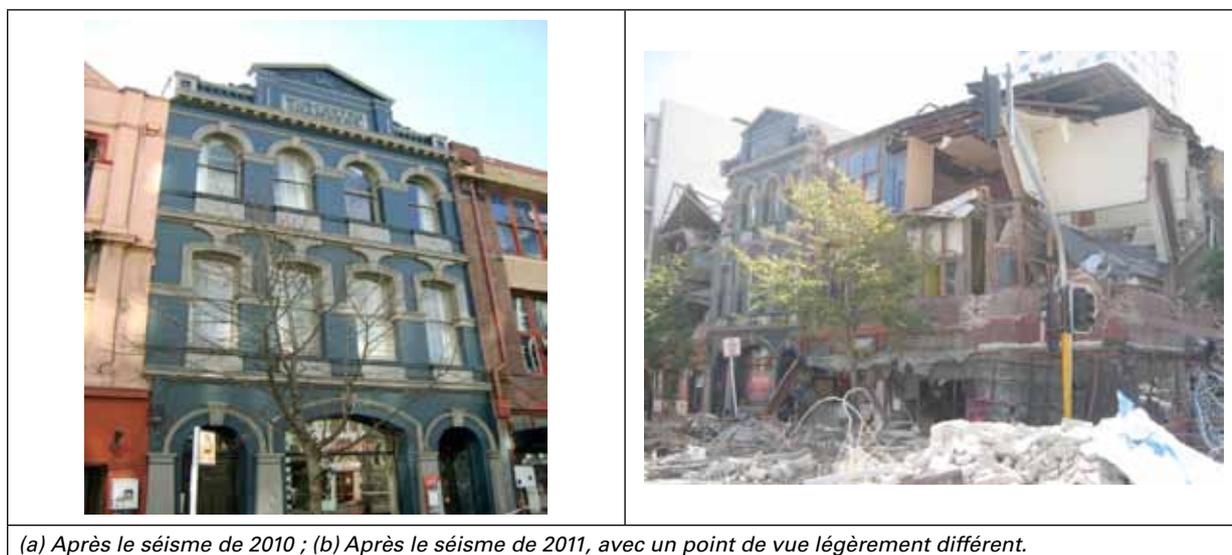


Figure 12 : Bâtiments en maçonnerie non chaînée (Photos M. Bruneau)

Les bâtiments du centre-ville qui avaient été renforcés avant 2010 n'ont subi que peu de dégâts lors du séisme de septembre 2010. Ce n'a pas été le cas lors du séisme de février 2011, plus violent. La **Figure 12** montre un ensemble de trois bâtiments, avec en (a) leur état après le séisme de 2010, et en (b), avec une photo prise depuis un autre point, après le séisme de 2011. On peut en particulier noter que le bâtiment formant l'angle, bien que renforcé, s'est effondré.

### 11. BÂTIMENTS INDUSTRIELS

La plupart des entrepôts situés à proximité de l'épicentre n'ont souffert que de peu de dommages. Le bâtiment type pour ces entrepôts a une toiture légère et est conçu pour résister à des vents importants. Des diagonales légères à base de tiges sont utilisées à cet effet. À la suite du séisme, les constructeurs métalliques ont inspecté de nombreux entrepôts où ils ont retenu les diagonales qui avaient été allongées par leur plastification durant le séisme.

Comme cela avait déjà été le cas lors du séisme de septembre 2010, pour le système constructif breveté souvent utilisé dans ce type d'entrepôts (vendu en kit) qui consiste à assembler les diagonales à l'aide d'extrémités en forme de banane, des ruptures fragiles dans le connecteur en acier moulé (comme montré sur la **Figure 13**) ont été constatées. Étant donné que ces connecteurs ont été validés pour des charges sismiques sur la base d'essais statiques réalisés par le fabricant, et compte tenu de quelques fractures observées lors des deux séismes, certains ingénieurs ont soulevé le problème de

leur potentielle fragilité et ont exprimé l'avis que leurs performances devraient être calibrées sur la base d'essais dynamiques plus représentatifs d'un contexte sismique, en particulier en simulant les forces d'impact provoquées par la remise en tension de diagonales qui viennent de subir un flambement, au cours de l'inversion de charge pendant les excitations sismiques.

De nombreuses ruines de racks de stockage en acier ont été observées dans les installations industrielles, dans certains cas malgré les mesures additionnelles de renforcement prises après le premier séisme de septembre 2010. À titre d'exemple, un maître d'ouvrage dont les racks de stockage prévus pour six niveaux de palettes superposées se sont effondrés lors du premier séisme, a acquis de nouveaux racks conçus pour résister à un séisme de magnitude 7, c'est-à-dire la magnitude attendue pour la zone sismique la plus active à proximité de Wellington et a restructuré ses opérations pour limiter l'empilement des palettes sur trois niveaux. En dépit de ces mesures, tous les nouveaux racks se sont totalement effondrés, comme le montre la **Figure 14**.

On pourrait expliquer que ces racks se sont effondrés dans la direction transversale parce qu'ils ont été «poussés» par la chute des palettes et l'empilement des produits dans les allées. Mais cette raison ne peut pas être évoquée pour les ruines dans la direction longitudinale : les racks ont montré dans ce cas une ruine par combinaison de la défaillance des assemblages poutres-poteaux et du flambement local des poteaux. Il apparaît que les assemblages semi-rigides des poutres sur les poteaux étaient sous-dimensionnés compte tenu de l'intensité des actions sismiques et du niveau des charges gravitaires.



*Figure 13 : Exemple d'une extrémité de diagonale en forme de banane, fracturée. L'échantillon provient de la toiture d'un bâtiment en portique (photos M. Bruneau)*

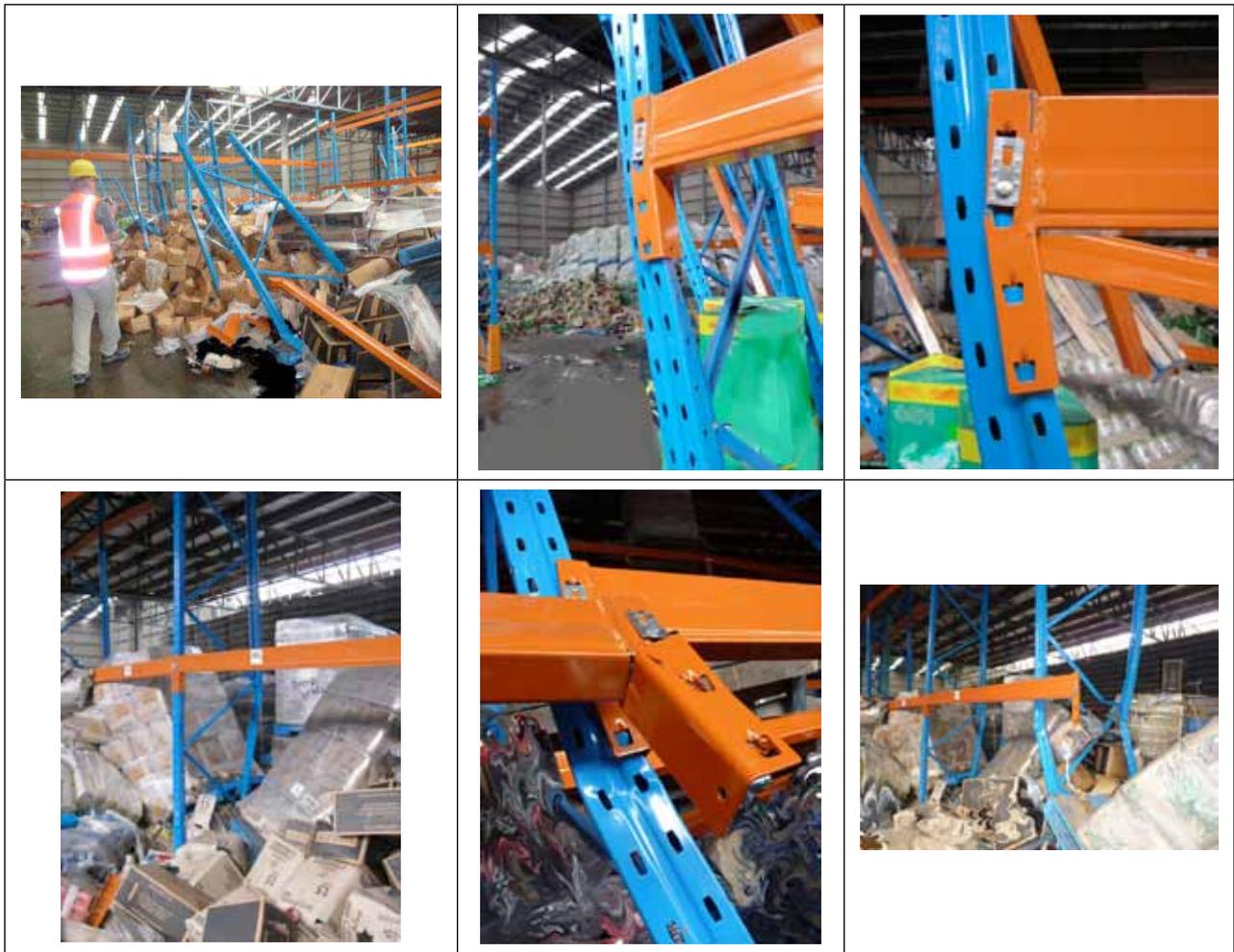


Figure 14 : Exemples d'effondrement de racks de stockage (photos M. Bruneau et G.C. Clifton)

Pour l'anecdote, dans un autre entrepôt, des racks existants avaient été renforcés en les couplant deux à deux et dos à dos par des diagonales constituées

par des plats (**Figure 15**). Ces barres ont montré des signes d'élongation et de flambement résiduel, mais l'ensemble ne s'est pas effondré, malgré les



(a) Vue d'ensemble ; (b) Détail sur une diagonale flambée

Figure 15 : Rack de stockage industriel ayant survécu, avec signes de liquéfaction du sol (photos M. Bruneau)



Figure 16 : Contreventement d'une toiture de bâtiment industriel (photos M. Bruneau)

déplacements de sol sous l'effet de la liquéfaction. Le seul rack non renforcé, car non adjacent à un autre rack auquel il aurait pu être relié, s'est effondré.

Ces quelques exemples choisis illustrent bien le fait que le comportement des racks de stockage sous séisme est un problème important, toujours en

attente d'une solution satisfaisante, même si dans le cas présent, leur performance doit être considérée au vu de la très grande intensité des excitations sismiques.

De nombreux désordres dans les panneaux de bardage de type « Tilt-up », dus à la liquéfaction du sol, ont



Figure 17 : Ruine des liaisons de panneaux Tilt-up (photos M. Bruneau)

été observés. Ces désordres ont parfois conduit à des ruptures de diagonales de contreventement, insuffisamment ductiles pour pouvoir s'adapter aux déformations imposées. On peut en voir un exemple sur la **Figure 16**, avec une diagonale brisée et la diagonale opposée flambée.

*NdT: Panneaux Tilt-up: panneaux en béton coulés à l'horizontale puis relevés (tilt-up) à la verticale, dans leur position définitive, une fois le béton pris.*

Il existe aussi quelques cas où les ancrages des panneaux de bardage «Tilt-up» sur la structure métallique ont failli. Sur la **Figure 17**, on peut voir des poutres de toiture qui ont déversé lors du mouvement des panneaux vers l'intérieur du bâtiment et la rupture des ancrages qui est intervenue lors du déplacement vers l'extérieur de ces panneaux.

Ces défaillances étant survenues dans des bâtiments récents et compte tenu des élancements de plus en plus grands pour ces murs «Tilt-up» utilisés en Nouvelle-Zélande, un ré-examen attentif de leur comportement sismique apparaît souhaitable.

La **Figure 18** montre une ossature métallique après l'effondrement de la couverture. Ceci illustre la très bonne performance de l'ossature et a contrario la faiblesse des connections de la couverture sur l'ossature.



Figure 18: Effondrement d'une toiture et des murs d'un vieux bâtiment industriel - Salisbury Street (photos G. MacRae)

## 12. BÂTIMENTS SCOLAIRES

L'école primaire «HeathcoteValley» est implantée dans un site où furent enregistrées les plus importantes secousses sismiques. On y trouve un bâtiment récent à un seul niveau, avec une ossature métallique et un remplissage par parpaings, comme on peut le voir sur la **Figure 19a**. Après le séisme, le mur de l'extrémité sud du bâtiment s'inclinait dans la direction est tandis qu'à l'extrémité nord, le mur penchait côté ouest. Les fondations béton ont été endommagées sur le côté sud de l'édifice, comme le montre la **Figure 19b**.

Une structure métallique recouverte d'une façade de briques a été érigée dans un petit parc (cf. **Figure 20**), d'une partie de la ville durement touchée par les



(a) Vue globale depuis le sud ; (b) Vue en détail de l'angle sud-est du bâtiment

Figure 19 : Bâtiment à ossature métallique de l'école primaire « Heathcote Valley » (photos G. MacRae)

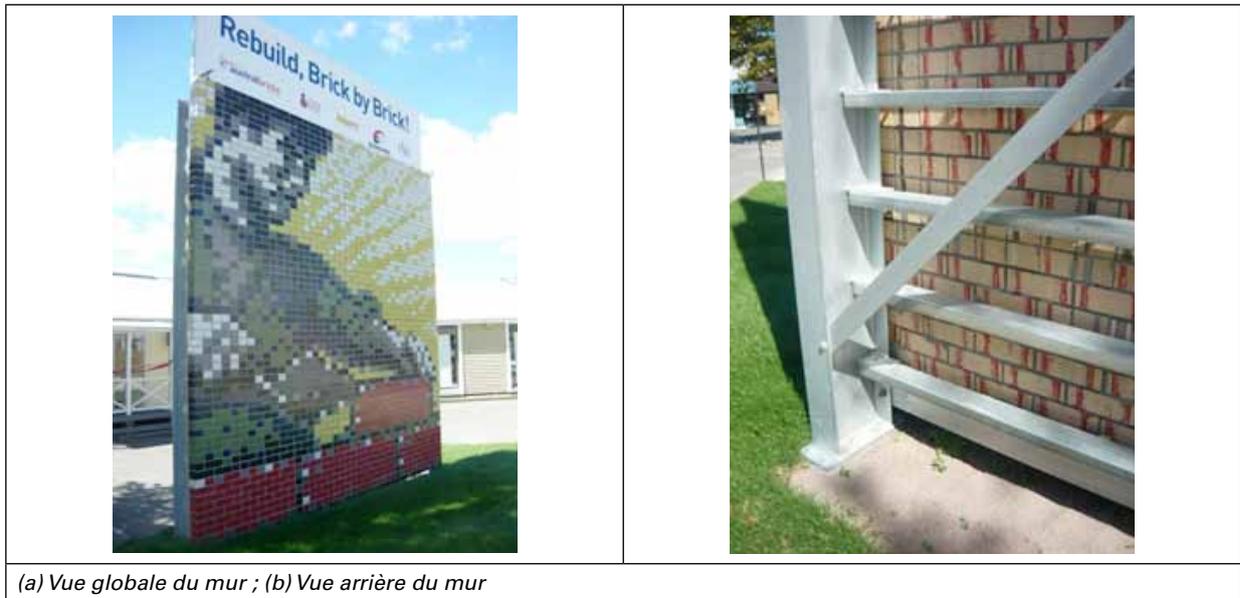


Figure 20 : Panneau d'affichage pour la reconstruction suite au séisme de septembre 2010.  
Structure métallique supportant un mur de briques (photos G. MacRae)

destructions. Ce mur a été construit à cet endroit après le séisme de septembre 2010, comme l'indique son enseigne: «Reconstruire, pierre par pierre». Le mur n'a pas été endommagé par la réplique de février 2011.

### 13. MAISONS À BASE DE PROFILÉS FORMÉS À FROID

On trouve dans la zone affectée par le séisme quelques maisons dont l'ossature est constituée de profilés minces formés à froid. Les premières constatations sont que les dommages aux structures, aux parties maçonnées et aux revêtements, ont été moins importants que ceux dus au séisme de septembre 2010, si l'on exclut les dégâts provoqués par la liquéfaction du sol.

Sur une maison avec remplissage de maçonnerie, des briques se sont déboîtées au niveau des ouvertures, sans cependant se déloger du mur.

### 14. PONTS

Les ponts métalliques sont relativement peu nombreux dans la région de Christchurch. Une passerelle en arche située à Antigua Boatsheds et une autre place Victoria n'ont laissé apparaître aucun dommage (**Figure 21**).

Bien que des liquéfactions de sol importantes se soient produites le long de la rivière Avon à proximité du centre-ville, le vieux pont métallique de ce quartier n'a montré qu'un flambement, certes spectaculaire, de son arche de façade. Le pont est en réalité supporté par des poutres droites rivetées, et il n'a montré aucun



Figure 21 : Passerelles métalliques intactes sur la rivière Avon, près du centre-ville

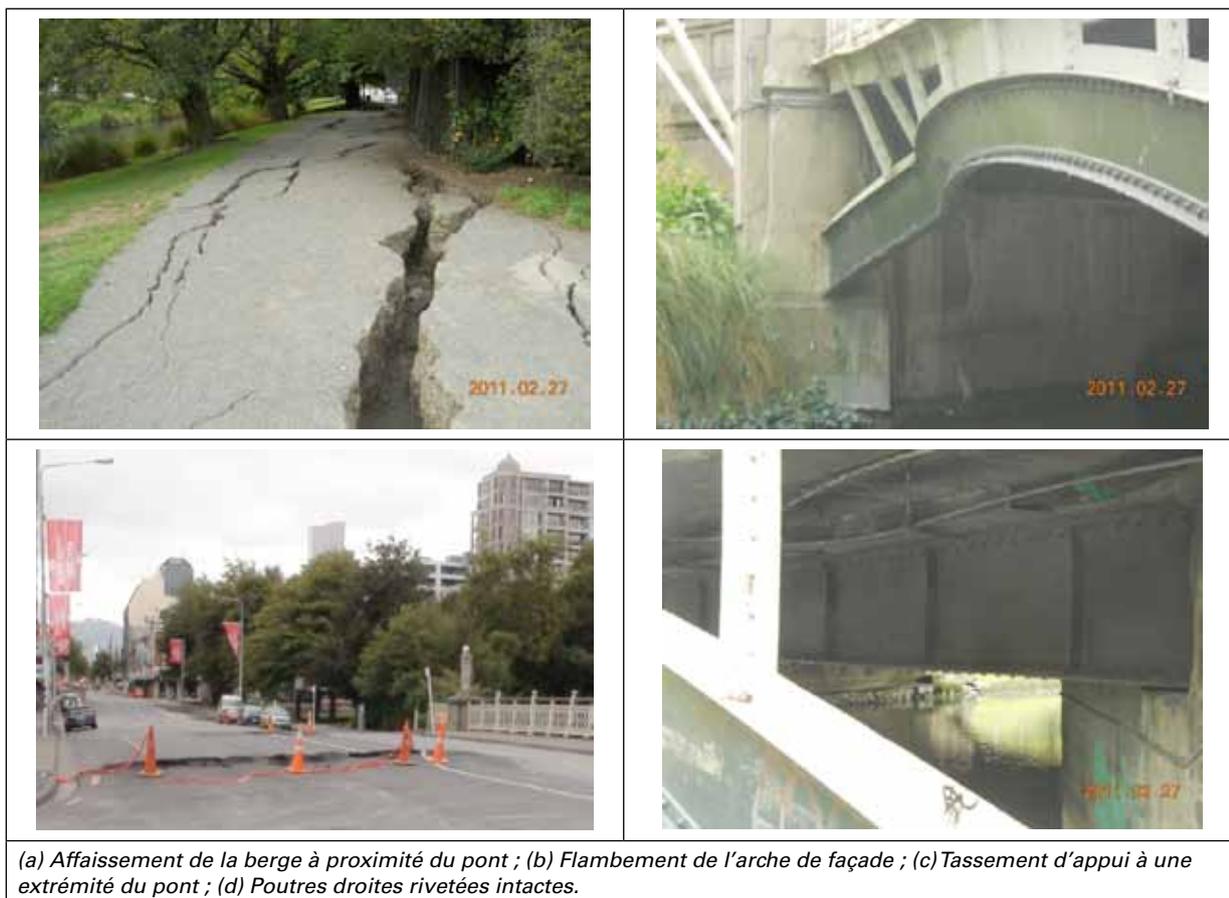


Figure 22 : Pont sur la rue « Colombo Street »

signe d'endommagement, malgré les tassements d'appuis importants enregistrés au niveau des culées (**Figure 22**). Le pont rail sur la rivière Waimakariri s'est très bien comporté, même s'il est clair que des piles intermédiaires se sont déplacées de 100 mm vers la rivière au cours du séisme (**Figure 23 a**). Le vieux pont route a subi un voilement longitudinal de l'une de ses poutres (**Figures 23 b**) ainsi que l'effritement du béton sur sa culée ouest. Le seul pont récent en acier,

sur le port de Lyttleton, un pont à poutres reconstituées par soudage, continues sur trois travées, n'a subi que des dégâts mineurs sur une culée (**Figure 24**).

Les ponts de la **Figure 25** avaient été endommagés lors du premier séisme de septembre 2010 et n'avaient pas été réparés. En raison de nouveaux affaissements des culées, leur endommagement a encore été aggravé par la nouvelle secousse de février 2011.



Figure 23 : Ponts sur la rivière Waimakariri (Photos G. MacRae)



Figure 24 : Pont du port Lyttleton (Photos G. MacRae)



Figure 25 : Passerelles (Photos G. MacRae)

## 15. CONCLUSIONS

Les structures métalliques se sont généralement bien comportées lors de la série de séismes ayant frappé la ville de Christchurch entre le 4 septembre 2010 et la fin juin 2011, avec un niveau de charges sismiques ayant atteint deux fois le niveau réglementaire ELU et une durée cumulée des secousses dépassant 60 s. Cependant, quelques palées de stabilité à contreventement excentré ont subi des ruptures de tronçon d'excentrement, des ruptures de diagonales dans des palées à contreventement centré ont été observées au niveau de leurs assemblages, incapables de transmettre les efforts développés lors de la plastification de ces éléments et enfin, de nombreux racks de stockage se sont effondrés.

Des études complémentaires doivent être réalisées pour déterminer les causes encore inexplicables de la rupture d'un tronçon d'excentrement dans une tour de 22 étages. Elles le seront en priorité après le démontage de cet élément.

## 16. REMERCIEMENTS

Cette mission a été financée en partie par la «Foundation for Research in Science and Technology» de Nouvelle-Zélande, les universités d'Auckland et de Canterbury et le programme d'échange «Erskine Visiting Fellowship» de l'université de Canterbury. La participation de Michel Bruneau à cette mission d'étude post-sismique a été financée par l'université de Buffalo. Il faut aussi mentionner la contribution de Ron DeVall

pour ses explications concernant le comportement des palées EBF. Enfin, toutes les opinions, découvertes, conclusions et recommandations exprimées dans cet article sont celles des auteurs et ne reflètent pas nécessairement celles de leurs mécènes.

## 17. RÉFÉRENCES

- [1] M. Bruneau, M. Anagnostopoulou, G. MacRae, C. Clifton, A. Fussel – Preliminary report on steel building damage from the Darfield earthquake of september 4, 2010, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 43, No. 4, pp.351-359
- [2] NZS 3404 Steel Structures Standard – SNZ 1997 / 2001 /2007
- [3] NZS 1170.5 Structural Design Actions Part 5: Earthquake actions New Zealand - SNZ
- [4] Hayes et al – The 09/03/2010 Darfield earthquake and its aftershocks, including the 02/21/2011 Christchurch event, Educational slides, US Geological Survey, National Earthquake Information Center, 2011
- [5] GNS, Spectres de réponse pour le Central Business District de Christchurch, 25/02/2011
- [6] M. Bruneau, C. M. Uang, M. Sabelli – Ductile Design of Steel Structures, 2<sup>nd</sup> Edition, McGraw-Hill, New York, 921 pages, 2011.