

Renforcement sismique du nouveau campus de l'École de Technologie Supérieure de Montréal

D. Godin¹, R. Poirier¹, R. Pall² and A. Pall²

RÉSUMÉ

Des amortisseurs à friction intégrés dans des contreventements en acier ont été utilisés pour renforcer latéralement les deux bâtiments existants qui abriteront le nouveau campus de l'École de Technologie Supérieure (É.T.S.). Les structures existantes n'avaient pas la résistance nécessaire pour résister aux efforts sismiques prescrits par le CNB 1990 pour ce type de bâtiment institutionnel. Afin de pallier à la faible résistance latérale du bâtiment, l'ajout d'amortisseurs a été considéré la méthode la plus efficace, économique et intéressante technologiquement. Les résultats des analyses tri-dimensionnelles non-linéaires dans le temps ont démontré des réductions significatives des forces sur la structure, de l'amplitude des déplacements et des accélérations des planchers. En plus de réaliser des économies pour le renforcement de la charpente, les performances sismiques des bâtiments sont de beaucoup supérieures à celles obtenues en utilisant les systèmes conventionnels de renforcement latéral.

INTRODUCTION

Dans la plupart des codes en vigueur, incluant le Code National du Bâtiment 1990, les critères de conception sont basés sur une philosophie visant à concevoir des structures capables de résister à des séismes d'amplitude modérée sans dommage matériel majeur et à des séismes majeurs sans effondrement de la structure. Cette démarche vise à placer l'emphase sur la protection des vies humaines en misant sur la ductilité de la structure pour dissiper l'énergie tout en étant soumise à de grandes déformations plastiques causant la flexion, la torsion et la fissuration des éléments. Ceci suppose que des dommages permanents seront infligés à la structure, et les coûts inhérents aux réparations à effectuer peuvent alors être aussi élevés que ceux engendrés par l'effondrement de la structure. Les exemples récents sont les séismes de Northridge en Californie en 1994 et celui de Kobé en 1995. Malgré le fait que le nombre de pertes de vies humaines était très peu élevé, les dommages matériels eux se sont chiffrés à plus de 20 milliards de dollars U.S. et 80 milliards de dollars U.S. respectivement.

Même si les critères minimums de conception étaient suffisants dans le passé pour les bâtiments ici étudiés, il est souhaitable d'adopter une approche plus sécuritaire pour des édifices institutionnels. Les coûts de finition, du contenu du bâtiment, des instruments de haute technologie et des outils informatiques sont beaucoup plus élevés que ceux de la structure elle-même. Les problèmes causés par l'obligation de concevoir des structures plus ductiles peuvent être réduits si une plus grande partie de l'énergie produite par un séisme est dissipée mécaniquement. Les méthodes conventionnelles de renforcement par l'ajout de murs de cisaillement en béton armé ou de contreventements standard en acier peuvent entraîner des travaux de renforcement longs et coûteux des colonnes et des fondations existantes.

-
1. CIMA+, s.e.n.c. Société d'ingénierie, 3400, boul. du Souvenir, Laval (Québec), H7V 3Z2, Canada
 2. Pall Dynamics Limited, 100 Montevista, D.D.O., Montréal (Québec), H9B 2Z9, Canada

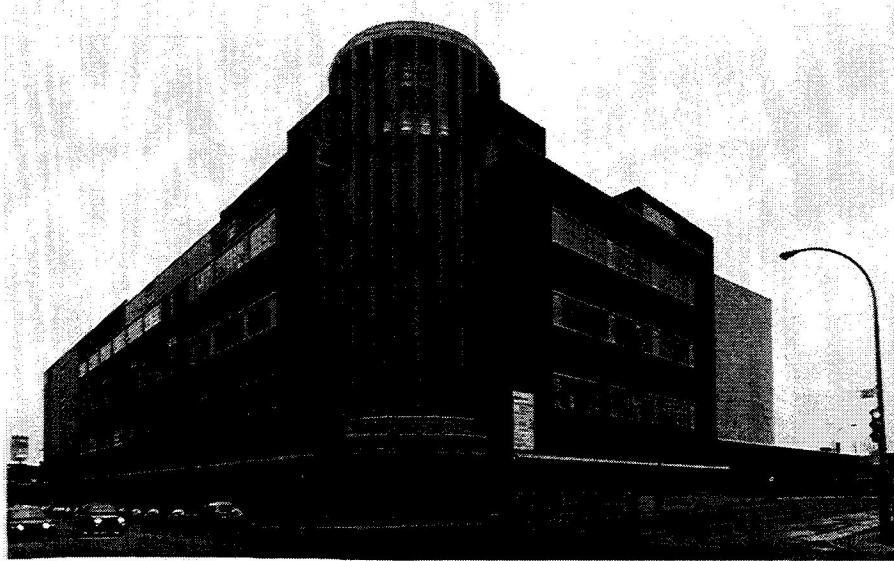
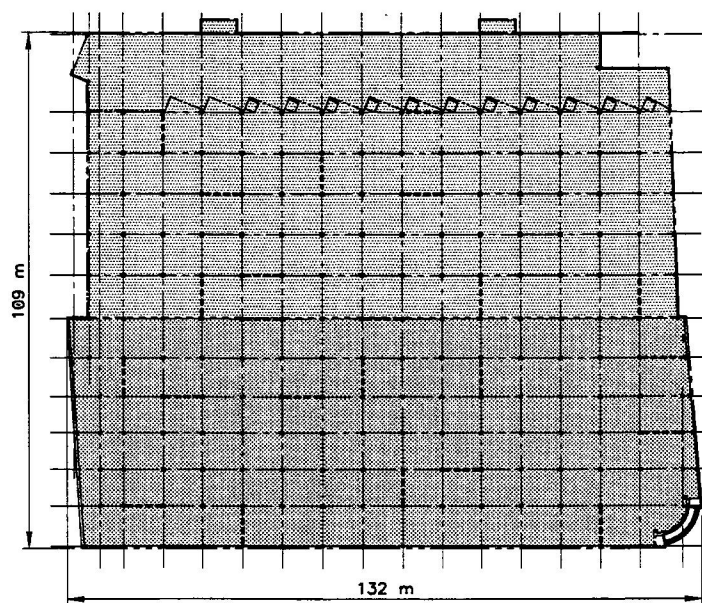


Figure 1. BATIMENT EXISTANT, Coin Peel - Notre-Dame



contreventement avec amortisseur par friction - - - -

Figure 2. PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE

Avec l'émergence des amortisseurs à friction, il est possible d'augmenter la résistance aux séismes et de réduire les dommages à la structure. L'innovation technique consistant en l'ajout d'amortissement a été considérée la méthode à la fois, la plus efficace, la plus pratique et la plus intéressante du point de vue technologique pour le renforcement sismique de ce bâtiment institutionnel.

Des analyses ont été entreprises afin de comparer la réponse sismique du bâtiment obtenue avec un système conventionnel à celle obtenue avec le système d'amortisseurs par friction. Cet article présente les résultats de l'analyse et des détails de construction du système choisi. Les travaux ont débuté au printemps 1995.

NOUVEAU CAMPUS DE L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

Le nouveau campus de l'É.T.S sera aménagé dans deux bâtiments existants de quatre étages qui abritaient autrefois les installations de la brasserie Molson-O'Keefe. Les deux bâtiments (132m x 109m x 23m) ont été construits à deux époques différentes; le plus ancien en 1949 et le plus récent en 1977. Les deux sont séparés par un joint de construction. La charpente des deux bâtiments est constituée de poutres et colonnes en acier supportant des dalles de béton armé. Le bâtiment le plus ancien a un niveau en sous-sol et des fondations sur pieux. Une vue de la structure existante est montrée à la figure 1 et le plan du rez-de-chaussée est montré à la figure 2.

La rigidité latérale de la structure existante est fournie par des murs de maçonnerie non-armés dans des cadres en acier, ce qui est insuffisant pour résister aux efforts sismiques prescrits dans les codes actuels car la maçonnerie n'est pas assez ductile et est incapable de subir des déformations cycliques inélastiques. L'analyse préliminaire effectuée a démontré que la structure devait être renforcée latéralement.

Sur l'aménagement proposé, la plupart des cloisons en maçonnerie ont été enlevées et peu de nouvelles cloisons en maçonnerie seront construites. Les méthodes conventionnelles de renforcement latéral de la structure par l'ajout de murs de cisaillement en béton ou de contreventements en acier ont été étudiées. Les murs de cisaillement en béton sont réputés pour contrôler adéquatement les déflexions dues au charges de vent et aux séismes d'amplitude moyenne. Cependant, lors de séismes majeurs, ces structures de masse importante subissent de grandes accélérations au sol et, de ce fait, causent une augmentation des efforts dans la structure. De plus, la construction de murs de cisaillement en béton est ardue et coûteuse.

Dans une charpente renforcée latéralement à l'aide de contreventement en croix, la capacité de dissipation d'énergie est très faible. Une entretoise en tension s'étire durant la première moitié du cycle sismique et flambe en compression au cours des déplacements négatifs du cycle. Au deuxième cycle, l'entretoise déformée est devenue inefficace même en traction, et ce jusqu'à ce qu'elle soit retensionnée. Pour les bâtiments ici étudiés, il aurait été nécessaire de contreventer environ une centaine de baies afin de résister aux efforts sismiques de façon à ne pas renforcer les colonnes et les fondations. Étant donné les contraintes architecturales et la surface des aires ouvertes au rez-de-chaussée, il aurait été très difficile d'intégrer autant de contreventements dans le bâtiment, et cela aurait entraîné des coûts importants pour le renforcement des colonnes et des fondations. Dans cette optique, le système d'amortisseurs à friction s'est avéré économique, flexible et son intégration dans un bâtiment d'éducation supérieure voué à la formation d'ingénieurs est également un élément intéressant à considérer.

Le système Pall d'amortisseurs par friction peut être utilisé avec des contreventements diagonaux simples en traction-compression, des contreventements en " X " travaillant en traction seulement sans possibilité de flambement en compression et des contreventements en " K ". Aussitôt que la structure subit de légères déformations, les amortisseurs entrent en action et dissipent l'énergie sismique réduisant de ce fait les efforts sur la structure.

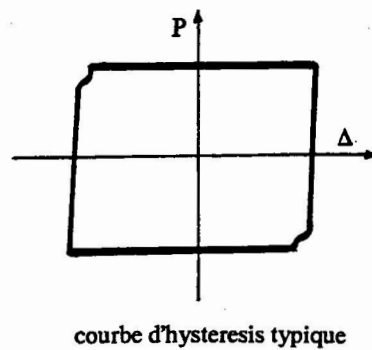
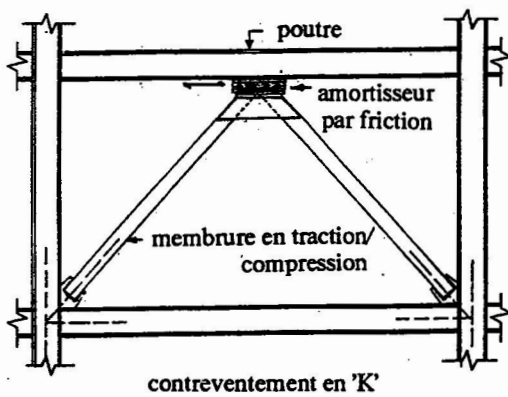
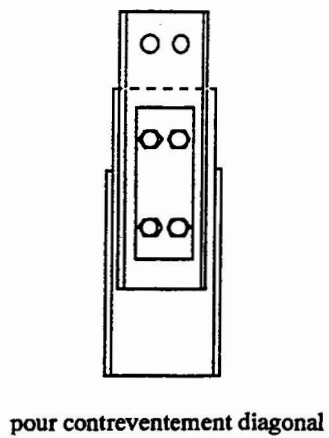
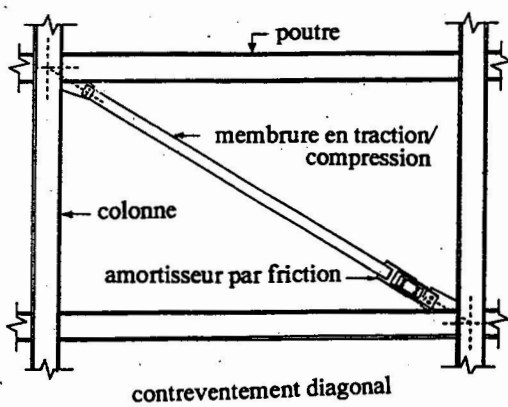
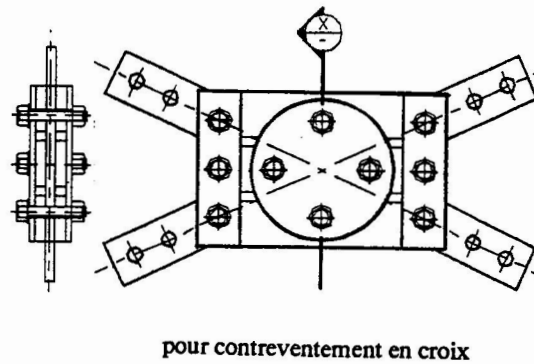
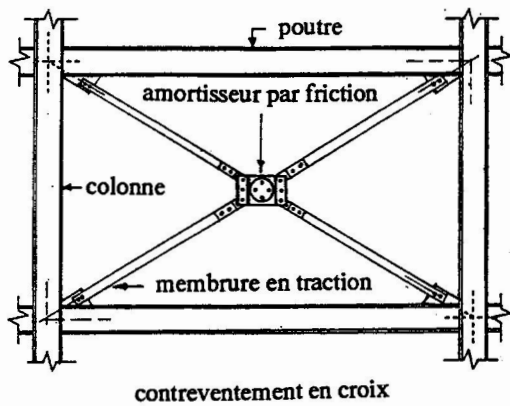


Figure 3. BAIES CONTREVENTEES AVEC AMORTISSEURS PAR FRICTION

Figure 4. AMORTISSEURS PAR FRICTION TYPQUES

Par rapport aux murs de cisaillement en béton armé, ce système permet une plus grande flexibilité car il n'est pas nécessaire d'aligner les baies contreventées. Les efforts sur les colonnes et les fondations existantes en sont donc diminués.

L'emplacement des contreventements munis d'amortisseurs par friction est montré à la figure 2. Le concept architectural a gouverné le choix de l'emplacement et le type de contreventements. Les deux bâtiments ont été attachés ensemble au joint afin d'empêcher leur collision lors d'un séisme. Les détails des baies contreventées et des amortisseurs à friction sont montrés aux figures 3 et 4 respectivement. Les amortisseurs à friction brevetés ont été conçus et fournis par Pall Dynamics Limited.

LES AMORTISSEURS PAR FRICTION DE PALL DYNAMICS LIMITED

Les amortisseurs par friction conçus par Pall Dynamics Limited sont simples et faciles à installer. Ils consistent en une série de plaques d'acier avec des trous ovalisés spécialement traités pour développer une friction optimale. Ces plaques sont reliées entre elles par des boulons à haute résistance et peuvent glisser lorsqu'elles sont soumises à une charge prédéterminée. Ce système est performant, fiable, réutilisable et présente une courbe d'hystérésis large et un faible taux de décroissance à chaque cycle de chargement. Ainsi, un moins grand nombre d'amortisseurs est requis pour dissiper la quantité d'énergie nécessaire. Son rendement n'est pas affecté par la température, la vitesse ou la décroissance de la rigidité due au vieillissement. Les amortisseurs ne nécessitent aucun entretien et aucun remplacement après un séisme et sont toujours prêts à entrer en action peu importe leur taux d'utilisation. Ils sont conçus de façon à ne pas glisser lors de vents violents ou de séismes d'amplitude moyenne. Toutefois, lors d'un séisme majeur, les plaques dissipent l'énergie par friction à une charge prédéterminée, et ce, avant l'écoulement ou la rupture des éléments structuraux du bâtiment. Après la secousse sismique, l'énergie de déformation de la structure ramène les amortisseurs presque à leur position originale. Ces amortisseurs ont été rigoureusement testés avec succès sur des tables vibrantes au Canada et aux États-Unis (Filiatrault 1986, Aiken 1988). Chaque amortisseur est testé avant d'être livré au chantier afin de s'assurer que la charge de glissement est respectée. Les amortisseurs à friction de Pall Dynamics Limited ont été utilisés dans plusieurs projets de construction de bâtiments en béton et en acier et dans plusieurs projets de rénovation de bâtiments existants (Pall 1987, Pall 1991, Pall 1993, Pasquin 1993, Vézina 1992).

ANALYSE DYNAMIQUE NON-LINÉAIRE

Des analyses dynamiques non-linéaires dans le temps des bâtiments du futur campus de l'É.T.S. ont été effectuées en utilisant le logiciel DRAIN-TABS (Guendeldam-Israel and Powell 1977), développé à l'Université de Californie à Berkeley. Ce logiciel est composé d'une série de sous-routines qui intègrent l'équation d'équilibre dynamique pas à pas en utilisant une accélération constante dans chaque intervalle de temps donné. Il est d'ores et déjà prouvé que différents séismes de même intensité, peuvent engendrer des spectres de réponses structurales très variables et les résultats obtenus en utilisant un seul enregistrement sismique ne sont pas fiables. Les enregistrements des accélérations en fonction du temps dans les deux directions horizontales de trois tremblements de terre ont été utilisées afin d'avoir plusieurs spectres de réponse. Leur vitesse horizontale maximale variait de 0.08 à 0.11 m/s et leur accélération au sol maximale variait de 0.16 à 0.23 g. Ces valeurs sont dans les limites prescrites par le Code National du Bâtiment 1990 pour la région de Montréal (Filiatrault 1994). Ce sont les enregistrements des secousses post-sismiques de Imperial Valley en 1979 (Anderson Road El Centro, 230) et Whittier 1987 (Hollywood storage, Los Angeles, 360) et du séisme ressenti dans la région du Saguenay en 1988 (Baie St-Paul, longitudinal). Les accélérations au sol maximales de ces enregistrements ont été normalisées pour la région de Montréal à 0.18g.

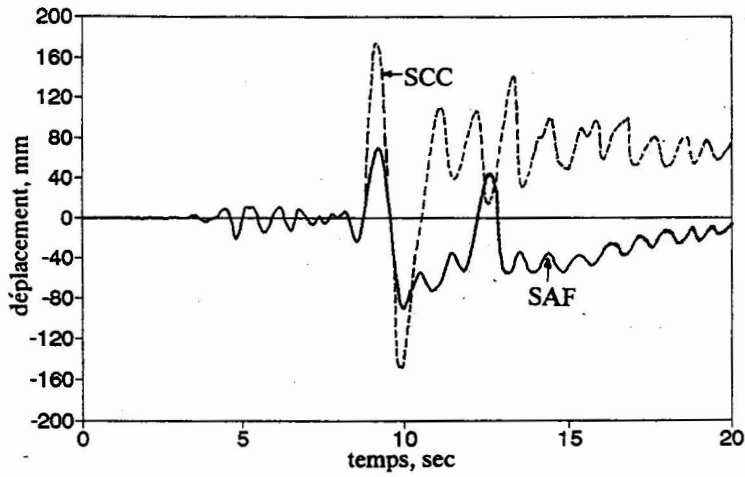


Figure 5. COURBE DE DEPLACEMENT AU SOMMET EN FONCTION DU TEMPS

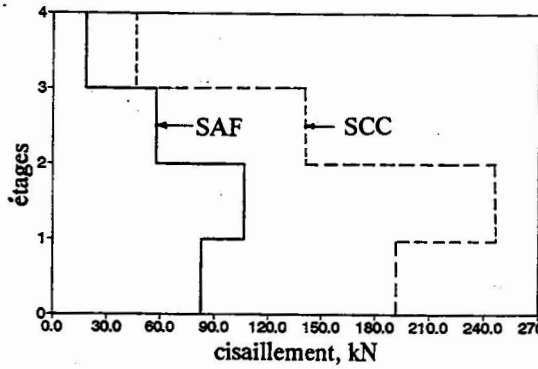


Figure 6. COURBE ENVELOPPE DU CISAILLEMENT DANS LES COLONNES

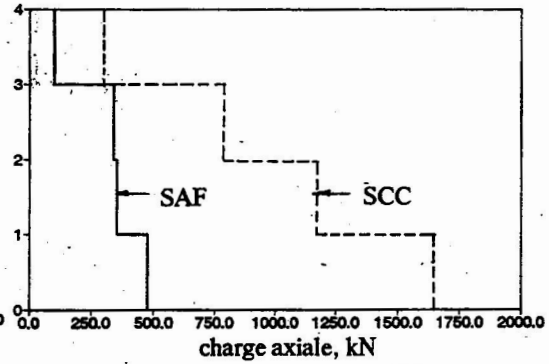


Figure 7. COURBE ENVELOPPE DE LA CHARGE AXIALE DANS LES COLONNES

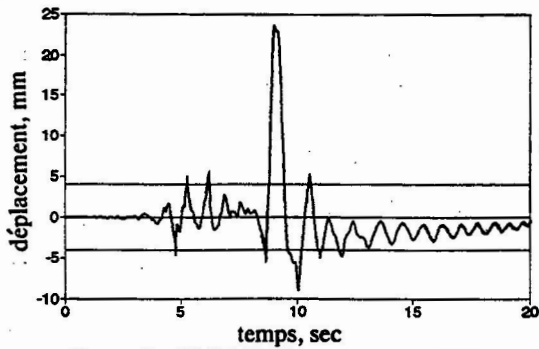


Figure 8. COURBE DE GLISEMENT AMORTISSEUR TYPIQUE

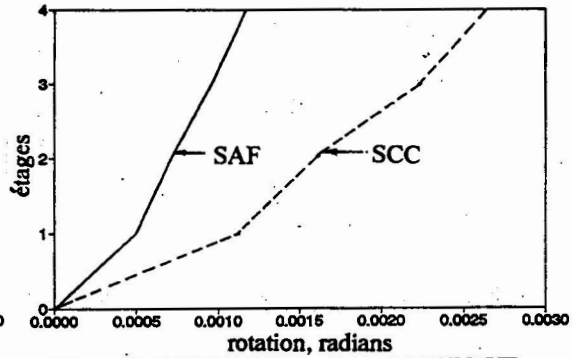


Figure 9. ROTATION DU BATIMENT DUE A LA TORSION

Des analyses dans les sens des " x ", des " y " et à 45 degrés par rapport aux axes du bâtiment ont été effectuées. Les réponses maximales ont été obtenues en utilisant les courbes de Whittier.

Afin de tenir compte de la présence d'éléments non-structuraux, un facteur de 3% de l'amortissement visco-élastique critique a été utilisé pour le stade élastique initial. Le logiciel tient compte du taux de décroissance à chaque cycle d'hystérésis causé par les déformations inélastiques des éléments structuraux ainsi que le glissement des amortisseurs par friction.

L'interaction entre les forces axiales et les moments pour les colonnes ainsi que les effets P-Delta ont été considérés en incluant la matrice de rigidité géométrique basée sur la force axiale sous les charges statiques. L'excentricité possible du centre de masse due à la méconnaissance de la répartition exacte de la masse et les variations possibles des rigidités relatives ont été considérées en déplaçant le centre de masse d'une distance égale à 10% de la dimension du bâtiment dans les deux directions. Les capacités réelles des connexions poutres-colonnes ont également été incluses dans l'analyse.

Une série d'analyses a été effectuée afin d'établir la charge de glissement optimale des amortisseurs par friction. Celle-ci est gouvernée par la capacité des connexions poutres-colonnes et par la capacité des colonnes et des fondations à reprendre les efforts induits. Un total de 74 amortisseurs par friction d'une capacité de 700 kN chacun sont nécessaires pour dissiper l'énergie et limiter au minimum les dommages aux structures. La comparaison entre les résultats obtenus en utilisant un système conventionnel de contreventement (SCC) et ceux obtenus en utilisant un système à amortissement par friction (SAF) pour le séisme de Whittier est présentée ci-après. Il est à noter que l'aire des membrures de contreventement dans le système SCC est deux fois supérieure à celle des membrures dans le système SAF.

RÉSULTATS DE L'ANALYSE

1. Sans renforcement, la structure existante ne pourrait résister à plus de 30% des efforts sismiques prévus dans le Code National du Bâtiment 1990.
2. Les courbes de déplacements au sommet en fonction du temps pour le bâtiment sont montrées à la figure 5. Les déplacements maximums sont de 90 mm (H/251) et 169 mm (H/133) pour les systèmes SAF et SCC respectivement. Le déplacement résiduel permanent est alors de 4 mm et 79 mm les systèmes SAF et SCC respectivement. Le déplacement relatif maximal d'un étage a été enregistré pour le premier étage. Il était de H/145 et de H/60 pour les systèmes SAF et SCC respectivement.
3. Les accélérations maximales des planchers obtenues en utilisant le système SAF étaient 45% de la valeur obtenue par le système SCC. Des accélérations moins importantes aux planchers réduisent significativement les dommages aux éléments non-structuraux, à la finition et aux composantes intérieures du bâtiment.
4. Les courbes enveloppes du cisaillement dans les colonnes sont montrées à la figure 6. Les valeurs obtenues par le système SAF ne représentent que 40% de celles obtenues par le système SCC.
5. Les courbes enveloppes de la charge axiale dans les colonnes sont montrées à la figure 7. Les valeurs obtenues par le système SAF ne représentent que 25% de celles obtenues par le système SCC. Si ce dernier système avait été utilisé, environ 50% des colonnes et des pieux auraient dû être renforcés; aucun renforcement n'est nécessaire en utilisant le système SAF.

6. La courbe de glissement en fonction du temps pour un amortisseur typique est présentée à la figure 8. Après la secousse, l'amortisseur reprend presque sa position originale.
7. La réponse torsionnelle de la charpente a été considérablement améliorée par l'utilisation des amortisseurs à friction. Les valeurs des déplacements dus à la rotation pour les deux systèmes (SAF et SCC) sont montrées à la figure 9. La rotation induite en utilisant le système SAF ne représente que 40 % de celle obtenue en utilisant le système conventionnel.

CONCLUSIONS

Dans le cas du projet du nouveau campus de l'É.T.S., l'utilisation d'amortisseurs par friction s'est avérée le système le plus pratique et efficace du point de vue structural et architectural. En plus de réduire les coûts de renforcement de la structure et d'accélérer les travaux, les économies échelonnées sur la durée de vie du bâtiment sont significatives, les dommages aux éléments non-structuraux et au contenu du bâtiment étant minimisés.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les architectes du projet Serge Talbot et Paul-André Caouette pour leur collaboration. Le support constant du directeur de projet de l'É.T.S., monsieur Gilles Rousseau, ing. a été grandement apprécié de même que l'expertise technique de MM. Raymond Nantel, ing., Gérard Vallière, ing. et de Madame Isabelle D'Aoust, ing. Sans leur support et leur compréhension, l'utilisation de cette nouvelle technologie pour cet intéressant projet n'aurait pas été possible.

BIBLIOGRAPHIE

- Aiken, I.D., Kelly, J.M., Pall, A.S. 1988 "Seismic Response of a Nine-Storey Steel Frame with Friction Damped Cross-Bracings", Report No. UCB/EERC-88/17, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, pp. 1-7.
- Filiatrault, A., Cherry, S., 1986, "Seismic Tests of Friction Damped Steel Frames", Proceedings, Third Conference on Dynamic Response of Structures, ASCE, Los Angeles.
- Filiatrault, A., D'aronco, D., Tinawi, R., 1984, "Seismic Shear Demand of Ductile Cantilever Walls, A Canadian Code Perspective", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, No.3, June 1984, pp.363-376.
- Guendeman-Israel, R., Powell, G.H., 1977, "Drain-Tabs", A Computerized Program for Inelastic Earthquake Response of Three-Dimensional Buildings, EERC Report No. 77-08, University of California at Berkeley.
- Pall, A.S., Marsh, C., 1982, "Seismic Response of Friction Damped Braced Frames", ASCE, Journal of Structural Division, Vol 108, St.9, June 1982, pp. 1313-1323.
- Pall, A.S., Verganelakis, V., Marsh, C. 1987, "Friction-Dampers for Seismic Control of Concordia University Library Building", Proceedings, Fifth Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, Canada, pp. 191-200
- Pall, A.S., Ghorayeb, F., Pall, R., 1991, "Friction-Dampers for Rehabilitation of Ecole Polyvalente at Sorel, Quebec", Proceedings, Sixth Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, pp. 389-396.
- Pasquin, C., Pall, A., Pall, R., 1994, "Hi-Tech Seismic Rehabilitation of Casino de Montreal", ASCE Structures Congress, Atlanta, pp. 1292-1297.
- Vézina, S., Proulx, P., Pall, R. and Pall, A., 1992, "Friction-Dampers for a Seismic Design of Canadian Space Agency Headquarters", Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, pp. 4123-4128.