

Détermination des états limites des piliers de ponts en béton dans une approche basée sur la performance sismique

Luis Felipe ZULUAGA RUBIO, Steeve AMBROISE, Patrick PAULTRE

Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, J1K 2R1

Résumé

Il est largement admis que la prochaine étape logique dans le développement de la conception parasismique des ponts est d'adopter la conception sismique basée sur la performance au lieu des procédures actuelles de conception normative basée sur la force. Les événements sismiques récents, en particulier ceux de Loma Prieta et Northridge, ont fourni des données préliminaires pour étudier la performance sismique des ponts.

Cet article traite d'un projet de recherche qui vise à améliorer l'évaluation de la fragilité sismique des ponts actuels du réseau routier québécois et à optimiser le dimensionnement sismique des futures structures selon une approche basée sur la performance sismique. Ce projet vise à définir de manière quantitative les états limites associés aux piliers de ponts en béton armé, particulièrement pour les déformations associées. Le prototype choisi est le pont Chemin des Dalles, situé sur l'autoroute 55, dans la région de Trois-Rivières.

Une fois les paramètres de performance à privilégier choisis, le programme expérimental et la procédure d'essais pour le spécimen CH300 correspondant à la réplique exacte du prototype ont été défini. Les résultats expérimentaux sur le spécimen CH300 ont permis de déterminer les indicateurs liés à la ductilité, à la dissipation d'énergie et à l'endommagement du pilier. Les modélisations numériques à différents niveaux (sectionnel, structurel) ont permis de bien approcher le modèle étudié et des références de la littérature sur les évaluations de la longueur de la rotule plastique ont servi à situer l'endommagement subi par le pilier expérimenté.

Mots-clés: dimensionnement basé sur la performance, états-limites, piliers de pont, ductilité, confinement, longueur de rotule plastique, modélisation numérique.

1 Introduction

La conception d'un pont dépend de sa fonction, de la nature du terrain devant accueillir la nouvelle structure, du type de matériau à utiliser ainsi que des fonds disponibles. Se trouvant ou non dans une zone de sismicité élevée, moyenne ou faible, la conception du pont doit en tenir compte. Par ailleurs, en raison de l'importance d'un pont, il est impératif de garantir la sécurité de l'ouvrage et de ses utilisateurs tout au long de sa durée de vie. Les retours d'expérience post-sismiques ainsi que les études théoriques et expérimentales ont permis de faire évoluer les règles de l'art relatives au comportement par rapport aux séismes des ouvrages de génie civil. La conception parasismique des structures a pour philosophie de concevoir des structures avec un niveau de probabilité d'effondrement fiable pour éviter la perte de vies humaines et des coûts de réparation onéreux. Le concept de ductilité permet d'atteindre ces objectifs. Dans le cas des ponts, la ductilité est apportée par les éléments verticaux (poteaux, piliers composés de plusieurs poteaux, poteaux-voiles, etc.) permettant que les autres composantes restent élastiques. Les raisons justifiant ce choix de conception privilégiant le pilier comme élément structural

permettant la dissipation d'énergie sont multiples: les critères d'accessibilité des zones endommagées et de maintenance de la fonctionnalité de l'ouvrage à la suite d'un événement sismique; le critère économique, car la réparation des piliers est généralement moins dispendieuse que le tablier; aussi, les piliers sont généralement moins sujets aux phénomènes de non-linéarité géométriques (effet $P - \Delta$) étant donné la faible hauteur relative des piliers de ponts courants.

La prochaine étape logique dans le développement de la conception parasismique des ponts est d'adopter la conception sismique basée sur la performance au lieu des procédures actuelles de conception normative basée sur la force. Les événements sismiques récents, en particulier ceux de Loma Prieta et Northridge, ont fourni des données préliminaires pour étudier la performance sismique des ponts.

Cette recherche fait l'étude du comportement sismique d'un pilier de pont à échelle réelle dans le but d'une intégration dans une approche basée sur la performance sismique. Les résultats obtenus durant les essais de chargement cyclique effectués sur ce pilier sont présentés dans ce présent article.

2 Programme expérimental

Le pont Chemin des Dalles (fig.1) est situé sur l'autoroute 55 dans la région de la Mauricie. Ce pont a été conçu en 1975, donc avec des règles de construction bien différentes des codes de conception modernes tel que le Code Canadien de Conception de Ponts en vigueur de nos jours (CAN/CSA-S6-06). En particulier, la quantité d'armature minimale prescrite actuellement n'est pas respectée.



Figure 1 : Pont Chemin des Dalles : vue d'ensemble et vue d'un appui, [Roy, N. (2006)].

Le pont a une longueur de 106,50m, une largeur de 13,20m et un dégagement minimum de 4,90m. La superstructure du viaduc est constituée d'une dalle en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint de type AASHTO V. Le pont a trois travées supportées par deux cadres géométriquement similaires en béton armé et deux culées remblayées. Les deux cadres sont constitués d'une poutre-chevêtre de 1,22m et de trois poteaux circulaires de 0,91m de diamètre et d'une hauteur de 6,22m qui reposent sur une fondation superficielle rectangulaire.

2.1 Description du spécimen

Le spécimen testé dans ce projet de recherche est la réplique exacte du pilier du pont Chemin des dalles tel que construit où des cerces ont été utilisés comme armature transversale; il est noté CH300. Le spécimen CH300 est constitué d'un poteau circulaire de diamètre 0,91m et de hauteur 3,40m connecté à une base carrée de 2,50m x 2,50m et de 1,20m de hauteur.

Le choix de la hauteur du spécimen CH300 est justifié par le fait que lors de l'application d'une charge latérale en tête du portique du pont Chemin des dalles composé par les trois poteaux, le point d'inflexion des piliers se trouve approximativement à mi-hauteur. La hauteur du spécimen est égale à la moitié de celle des piliers réels. Une force latérale a été appliquée à une hauteur de 3,10m de la base par des vérins hydrauliques en contrôle de déplacement. Ainsi, la hauteur du poteau du spécimen est fixée à 3,40m en considérant l'espace additionnel nécessaire pour la mise en place des vérins. Comme dans le pont réel, le spécimen est armé longitudinalement de barres 35M et transversalement de 15M. Les détails de ferrailage du spécimen sont illustrés dans la figure 2.

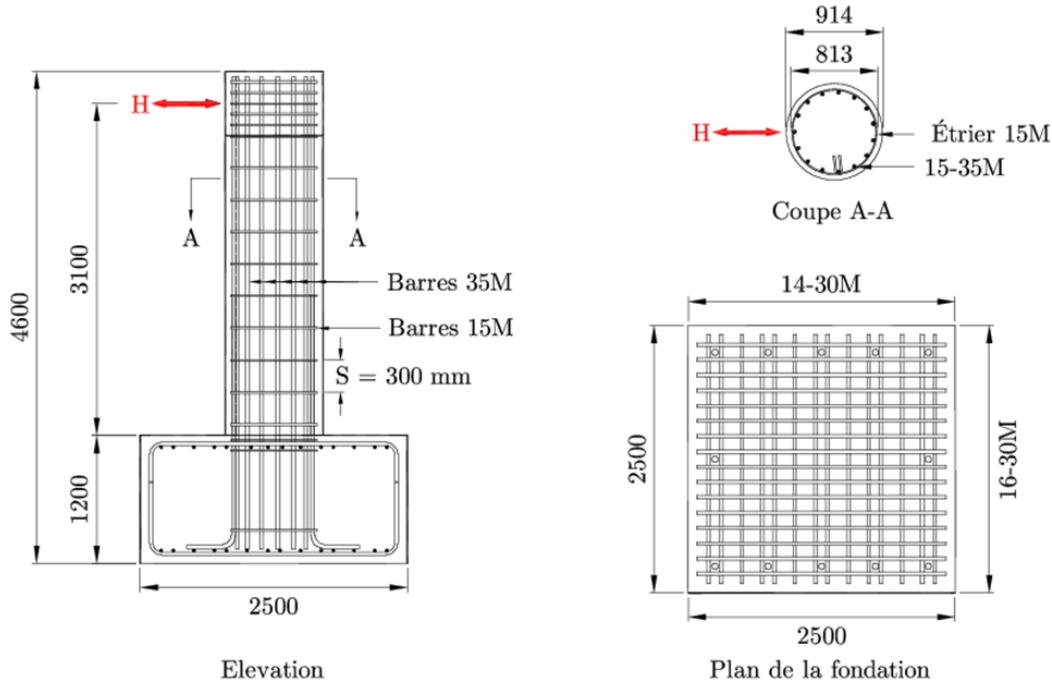


Figure 2 : Détails de ferrailage du spécimen CH300 (dimensions en millimètres).

2.2 Propriétés des matériaux

2.2.1 Béton

Le béton utilisé pour la construction du spécimen CH300 a une résistance spécifiée de 30MPa. Le spécimen a été coulé en place au Laboratoire de structures du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke en deux étapes pour des facilités constructives. Le coulage du béton de la fondation a d'abord eu lieu puis, celui du poteau. La détermination des propriétés mécaniques en compression du béton durci pour chaque gâchée a été effectuée en utilisant des cylindres témoins en béton de 150mm de diamètre par 300mm de hauteur en suivant la norme

CSA A23.2-9C (ASTM C39). Aussi, des prismes en béton de 100mm x 100mm x 400mm ont été façonnés pour déterminer le module de rupture du béton selon la norme CSA A23.2-8C (ASTM C78).

Des courbes de contrainte-déformation du béton du poteau ont été déterminées à partir des essais en compression axiale réalisés sur les échantillons à 28 jours et au jour de l'essai sur le poteau. Les propriétés mécaniques moyennes obtenues à partir de ces courbes sont données dans le tableau 1 où f'_c est la résistance en compression axiale du béton non confiné, ϵ'_c la déformation en compression du béton correspondant à f'_c , E_c le module d'élasticité sécant et $\epsilon_{50\mu}$ la déformation post-pic du béton non confiné mesuré à $0,50f'_c$. Le module de rupture f_r est trouvé à partir des essais de flexion quatre points standardisés sur les prismes. La figure 3 présente les courbes de contrainte-déformation pour le béton du poteau.

Tableau 1- Propriétés mécaniques moyennes du béton du poteau

28 jours					Jour de l'essai				
f'_c (MPa)	ϵ'_c $\times 10^{-3}$	$\epsilon_{50\mu}$ $\times 10^{-3}$	E_c (MPa)	f_r (MPa)	f'_c (MPa)	ϵ'_c $\times 10^{-3}$	$\epsilon_{50\mu}$ $\times 10^{-3}$	E_c (MPa)	f_r (MPa)
33,59	1,95	4,10	24279	5,09	36,31	2,48	0,23	17380	5,74

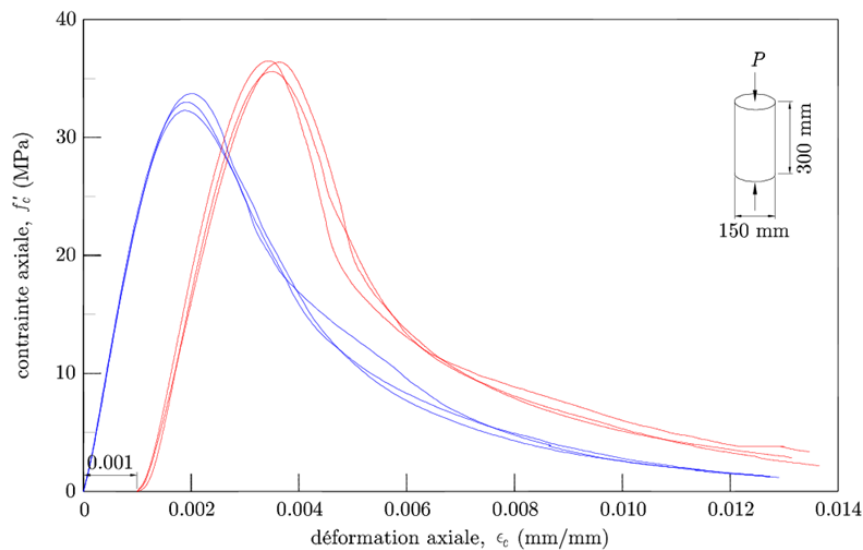


Figure 3 : Courbes de contrainte-déformation pour le béton du poteau du spécimen CH300.

2.2.2 Aciers d'armature

Trois types de barres d'acier crénelées ont été utilisés comme armature: des barres 30M pour la fondation, des barres 35M pour l'armature longitudinale dans le poteau et des barres 15M pour les étriers dans le poteau. Toutes les barres sont de grade 400W. Au moins trois échantillons pour les barres 15M et 35M ont été caractérisés par des essais en traction selon la norme ASTM A370, les barres 30M ayant été utilisées exclusivement dans la fondation. Les courbes de contrainte-déformation obtenues à partir des essais en traction sont présentées à la figure 4.

Les propriétés mécaniques résumées dans le tableau 2 sont: f_y la limite élastique de l'acier, ϵ_y la limite de déformation élastique de l'acier correspondant à f_y , ϵ_{2f} la déformation de l'acier au

début de l'érouissage, ϵ_{su} la déformation ultime de l'acier, f_{su} la contrainte ou résistance ultime de l'acier et E_s le module élastique de l'acier.

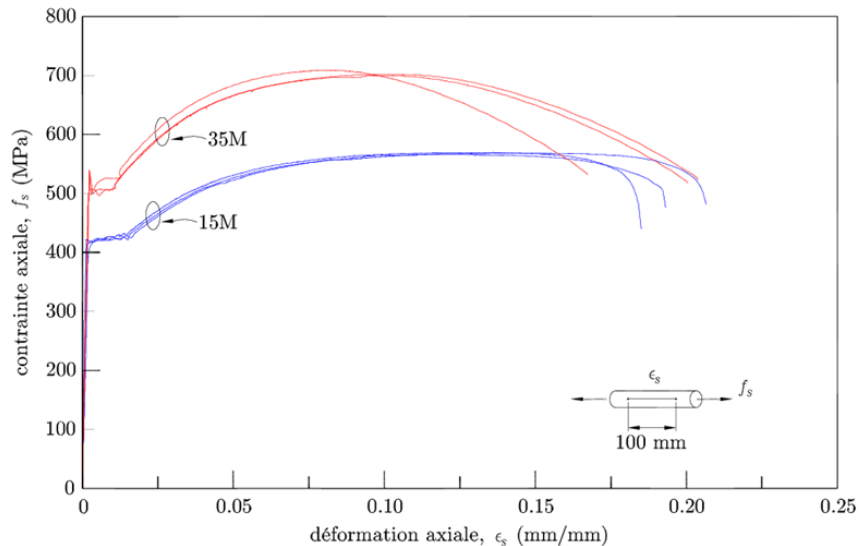


Figure 4 : Courbes contrainte-déformation des aciers d'armatures du poteau du spécimen CH300.

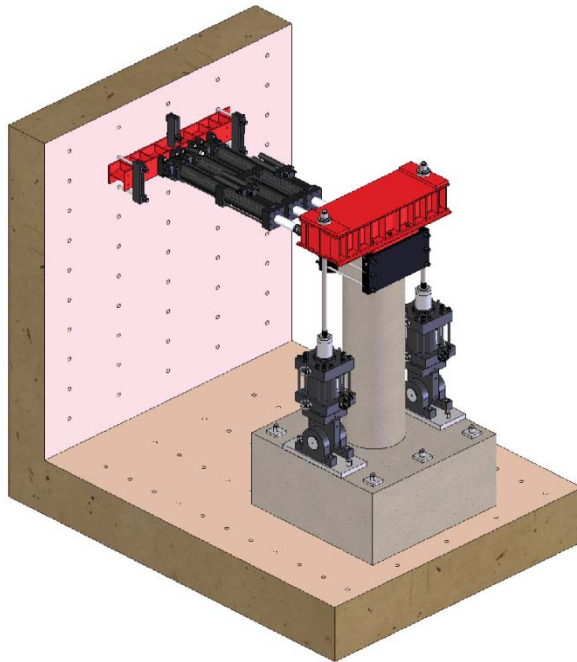
Tableau 2- Propriétés mécaniques moyennes de l'acier des armatures du poteau

15M						35M					
f_y (MPa)	ϵ_y $\times 10^{-3}$	ϵ_{sh} $\times 10^{-3}$	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} $\times 10^{-3}$	E_s (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y $\times 10^{-3}$	ϵ_{sh} $\times 10^{-3}$	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} $\times 10^{-3}$	E_s (MPa)
418	2,06	15,64	568	132,11	202644	499	2,19	11,22	705	91,10	227163

2.3 Procédure d'essais

Le montage expérimental est illustré à la figure 5a. Il est constitué de cinq actionneurs de grande capacité. Trois vérins dynamiques de 500kN fixés au mur de réaction du laboratoire permettent l'application de cycles de déformations latérales croissantes en tête du pilier. Le spécimen sera déformé progressivement jusqu'à leur ruine complète. Deux vérins de 1700kN permettent l'application d'une force de compression verticale constante en concomitance avec les cycles de déformations latérales. La figure 5(b) montre une photographie du montage construit. La semelle de fondation est encastree rigidement à la dalle d'essais par douze tiges à haute résistance précontraintes.

Au début de l'essai, la première étape consistait à appliquer une force axiale de 2300kN qui représente la portion des charges gravitaires du pont qui repose sur le poteau en étude (approximativement 10% de la capacité brute $(f_c A_g)$ du poteau). Cette charge axiale était appliquée par deux vérins MTS, chacun d'une capacité de 1700kN, qui sont fixés sur une poutre en acier reposant sur la tête de la colonne. Les deux vérins disposent de rotules à leurs bases. Celles-ci permettent de suivre la rotation de la colonne tout en maintenant une force axiale constante. Le contrôle des vérins verticaux a été en force pour garantir une force axiale constante durant l'essai.



(a) Modèle CAO.



(b) Modèle construit.

Figure 5 : Montage expérimental.

Une fois la force axiale ajustée, le chargement latéral est appliqué pour un cycle à un déplacement maximum correspondant sensiblement à 75% du déplacement de plastification théorique $\Delta_{y,th}$. Au cours de ce premier cycle la fissuration du poteau était recherchée. Au cours du cycle suivant, la détection de la plastification des barres longitudinales dans le poteau était recherchée. La déformation latérale en tête du poteau Δ_{y} correspondant au début de plastification des barres longitudinales tendues a été mesurée. Le même procédé a été réalisé en sens inverse. En faisant la moyenne des deux valeurs mesurées, la valeur du déplacement de plastification expérimental $\Delta_{y,exp}$ a pu être déterminée. Un second cycle à $\Delta_{y,exp}$ a été fait. Les déplacements maximums des cycles suivants ont été des multiples de $\Delta_{y,exp}$ et chaque cycle a été répété deux fois. La tête du poteau a été tirée dans un sens puis poussée dans l'autre à une vitesse de 0,30mm/s durant tout le reste de l'essai. La figure 6 présente schématiquement le protocole de chargement.

Des critères d'arrêts ont été définis au préalable dans le cadre de ce projet. Une fois que l'une de ces limites est atteinte on met fin à l'essai. Ces limites sont les suivantes:

- Le poteau n'est plus en mesure de soutenir la force axiale; ce phénomène est caractérisé par une perte de la force axiale appliquée de 10%.
- La perte de plus de 50% de la capacité de flexion maximale connue expérimentalement.
- La rupture d'une barre d'armature longitudinale (par flambage ou traction) ou d'un étrier.

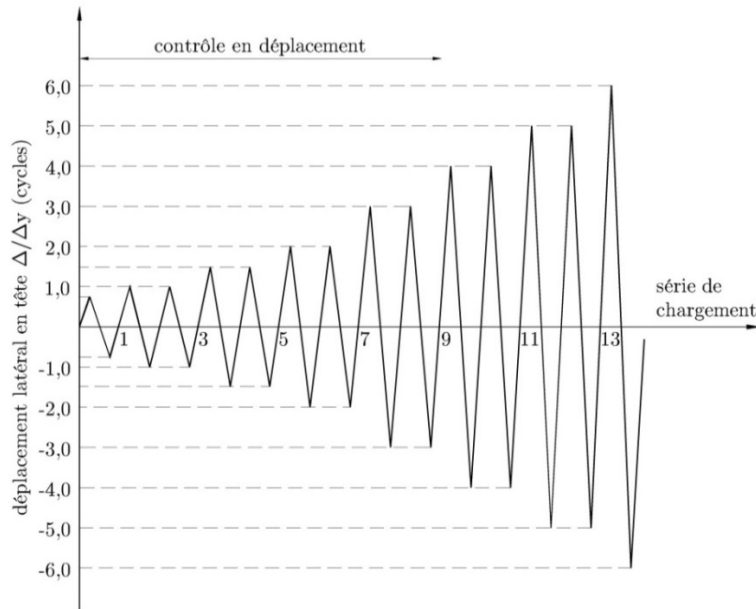


Figure 6 : Protocole de chargement cyclique utilisé.

2.4 Instrumentation

Dans le but de capturer autant la réponse du système que la réponse locale, le pilier ainsi que le joint colonne-semelle ont été instrumentés. Pour la réponse du système, on a mesuré:

- les déplacements horizontaux à différentes hauteurs sur le pilier (à partir d'une tour de référence en aluminium fixée sur la semelle de fondation);
- la rotation du pilier par rapport à un référentiel fixe puis par rapport à la fondation pour obtenir la distribution de la courbure dans le poteau.

Les déformations locales sont mesurées le long du pilier et à l'intérieur du joint. Les mesures sont prises à l'aide de capteurs de déplacements (LVDT) ainsi que des potentiomètres et des jauges électriques collées sur les armatures.

2.4.1 Instrumentation interne

Quarante-quatre (44) jauges ont été utilisées dont trente-six (36) ont été collées sur les barres longitudinales et huit (8) sur les étriers afin d'étudier en plusieurs points le comportement du poteau.

La figure 7 montre la position des jauges électriques collées sur les barres longitudinales et sur les étriers. Quatre barres longitudinales ont été sélectionnées pour recevoir les jauges dans chaque direction perpendiculaire, deux de ces barres sont en vis-à-vis l'une par rapport à l'autre. Ainsi, chaque barre longitudinale était instrumentée par neuf jauges électriques dont trois étaient placées à l'intérieur de la semelle de fondation pour observer le comportement de l'acier au niveau de l'ancrage. Les autres jauges permettent de mesurer la variation de la courbure dans la zone de rotule plastique où leurs positions coïncident en plan avec l'instrumentation externe dans le but de faciliter la comparaison. Quatre étriers au niveau de la rotule plastique ont été instrumentés avec deux jauges chacun pour mesurer la déformation de l'armature transversale à ce niveau.

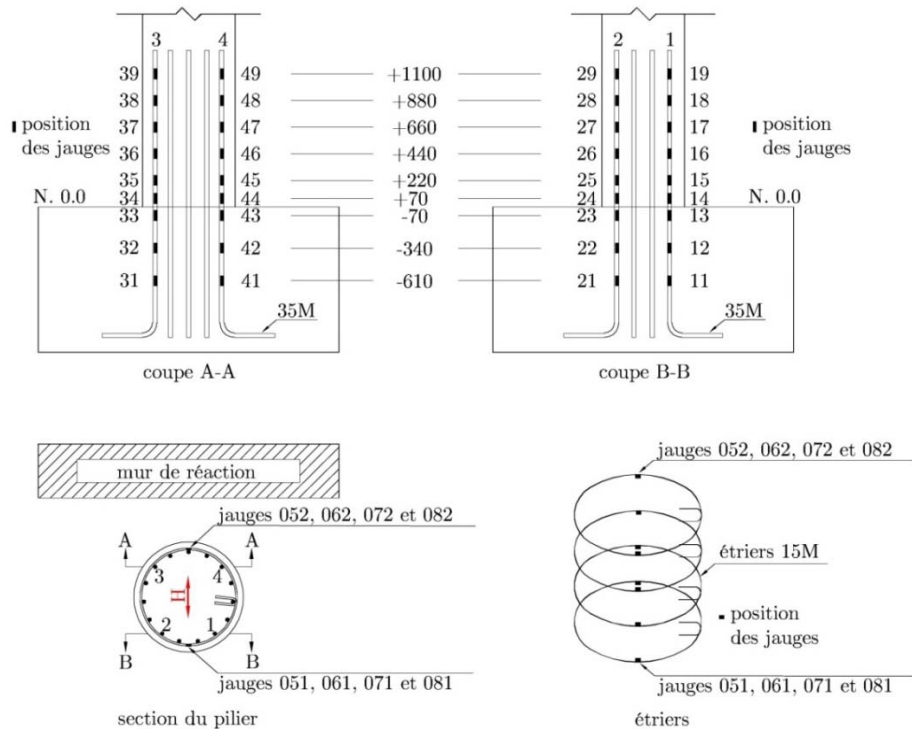


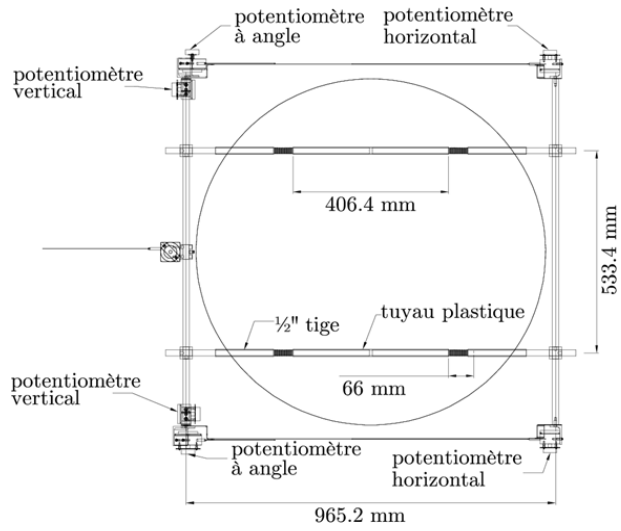
Figure 7 : Distribution des jauges de déformation sur l'acier.

2.4.2 Instrumentation externe

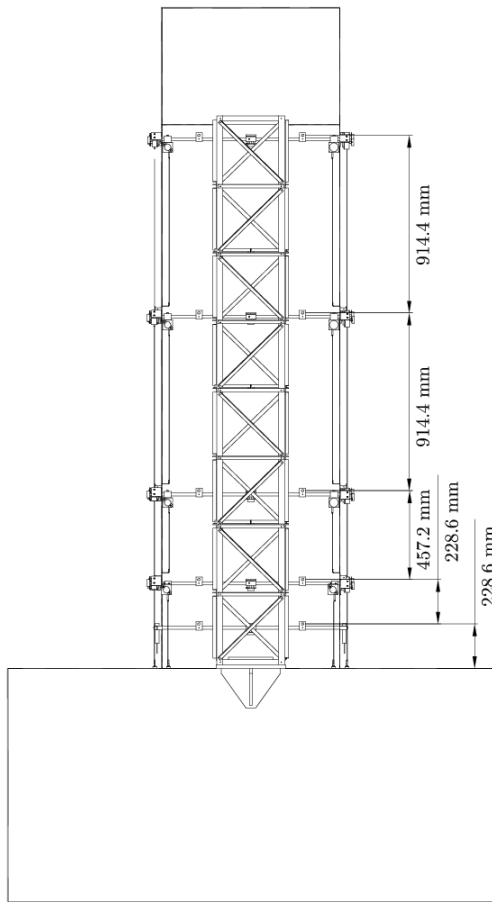
Le déplacement d'un pilier en porte-à-faux en béton armé avec sa base encastrée et soumis à une force latérale en tête est l'addition des composantes dues à la flexion, au cisaillement, au glissement d'ancrage (glissement et allongement de l'armature longitudinale) et à la plastification. Pour cette raison, il était important de mesurer les composantes du déplacement apportées par chaque mode de déformation. Des transducteurs étaient utilisés afin de mesurer chacun de ces effets.

Des potentiomètres linéaires et des LVDT ont été utilisés afin de mesurer la courbure moyenne aux endroits importants. Afin de bien placer les transducteurs, le pilier a été divisé en cinq segments (fig. 8(b)). Chaque segment est une fraction ou un multiple du diamètre (D) du pilier. À partir du sommet de la semelle de fondation, les segments sont répartis comme suit: $D/4$, $D/2$, D , $2D$ et $3D$. À la base, les divisions sont plus rapprochées puisque la rotule plastique est attendue dans cette zone. La longueur de la rotule plastique a été estimée à partir de l'équation proposée par Priestley et coll. (1996). Les transducteurs ont été fixés sur des tiges d'acier qui traversent le pilier (fig. 8(b)).

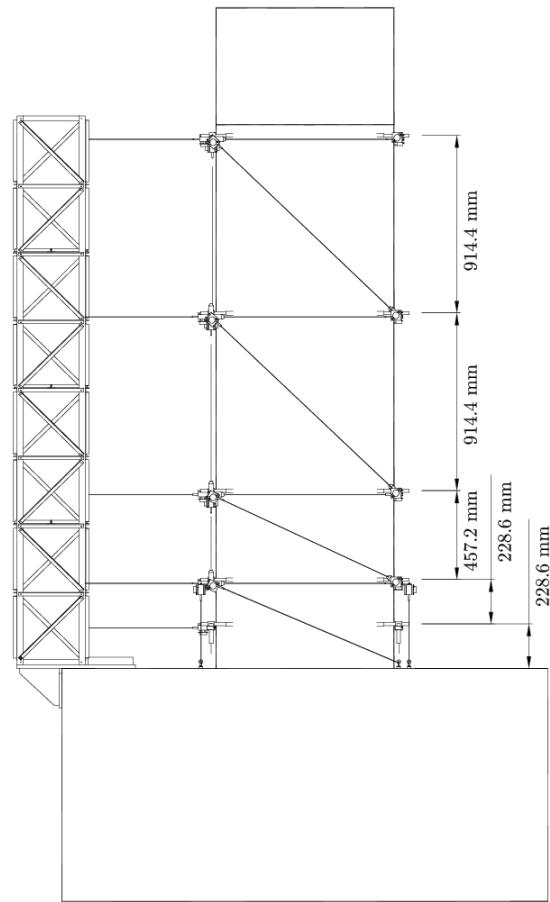
Le déplacement horizontal a été mesuré aux extrémités de chaque segment à partir d'une tour de référence qui avait été fixée sur la semelle de fondation à une distance de 0,90m de la face sud du pilier. La tour de référence consistait en un treillis en aluminium soudé à une plaque d'acier à la base.



(a) Instrumentation pour le glissement.



(b) Vue de face du pilier instrumenté.



(c) Vue latérale du pilier instrumenté.

Figure 8 : Instrumentation externe.

Les modes de déformation locale incluant la rotation, la distorsion de cisaillement, les extensions horizontale et verticale ont été mesurés à l'aide des transducteurs. Ces derniers avaient été

disposés horizontalement, verticalement et diagonalement dans la direction d'application du chargement (fig. 8(c)).

L'armature longitudinale ancrée dans la semelle subit un allongement par rapport à la semelle (glissement des barres). Pour capturer ce phénomène, quatre transducteurs linéaires ont été disposés verticalement et ont été attachés aux tiges d'acier discontinues de 25mm de diamètre qui traversait la colonne de béton à l'intérieur de deux tubes placés dans le noyau du pilier. Les barres discontinues étaient ancrées en deux points d'adhésion espacés de 66mm à chaque extrémité. Cette configuration permettait aux tiges d'acier de tourner et de se déplacer avec la section transversale du pilier sans ajouter du confinement au noyau de béton. Les extrémités des transducteurs étaient attachées au sommet de la semelle, ce qui a permis de mesurer le déplacement relatif entre l'acier longitudinal dans le pilier et le sommet de la semelle (fig. 8a). Tous les instruments ont été reliés au système d'acquisition de données *System 5000* qui, lui, était relié au logiciel *TestStar* qui contrôlait les vérins hydrauliques lors des essais.

3 Résultats expérimentaux

3.1 Comportement général et observations pendant l'essai

Les phénomènes suivants ont été observés :

- Fissuration: Comme prévu, des fissures horizontales sont apparues dès le premier cycle. L'espacement entre les fissures diminue avec l'augmentation de la demande en déplacement. L'ouverture maximum des fissures était de 0,20mm au pic du déplacement dans le premier cycle et sont devenues de plus en plus grandes dans les cycles suivants.

Par la suite, des fissures à l'interface fondation-poteau sont apparues, de même que des fissures verticales. Ces fissures verticales sont dues à l'interaction des barres chevauchées à la base du poteau. Les ouvertures maximums des fissures selon le cycle sont données dans le tableau 3.

Tableau 3- Évolution des fissures en fonction des cycles de chargement

Δ/Δ_y	Cycle	Ouvertures maximums des fissures (mm)	
		face sud	face nord
0,75	1	0,15	0,20
1,00	2	0,33	0,30
1,00	3	0,50	0,30
1,50	4	0,80	0,60
1,50	5	0,90	0,60
2,00	6	1,25	0,90
2,00	7	1,50	1,25
3,00	8	1,50	1,25
3,00	9	1,70	1,25
4,00	10	2,50	2,00
4,00	11	4,00	2,50

Il a aussi été remarqué que pour les fissures de flexion, les plus grandes étaient sur une hauteur moyenne de 1,35m des deux côtés. Cette hauteur correspond à l'interface où le chevauchement des barres longitudinales dans le poteau s'arrêtait.

- Première plastification de l'armature longitudinale : Les déplacements correspondant à la plastification des aciers trouvés expérimentalement sont de 14,46 mm du côté sud et de 18,01 mm du côté nord. La différence de quelques millimètres s'explique en raison de l'asymétrie de la disposition des barres d'armature longitudinales.
- Éclatement du béton : Il est survenu au pic du cycle $3\Delta_{y,exp}$ dans les deux zones comprimées du poteau, soit au-dessus de l'interface poteau-fondation. Plus la demande en déplacement augmentait, plus la zone éclatée augmentait en hauteur et en épaisseur vers le noyau de béton du poteau. Géométriquement, les zones éclatées décrivaient approximativement des arcs.
- Exposition des armatures longitudinales et transversales: Un étrier et deux barres longitudinales d'acier étaient totalement exposés à la base du poteau au cycle correspondant à $5\Delta_{y,exp}$.

La rupture d'un étrier et/ou le flambement de barres d'armature longitudinales ne se sont pas produits avant l'atteinte du critère d'arrêt correspondant à une perte de plus de 50% de la capacité en flexion maximum mesurée expérimentalement. Les diagrammes force-déplacement et moment-courbure sont présentés aux figures 9 et 10, respectivement. Dans le montage, les vérins qui appliquent la force axiale au poteau sont pourvus de rotules à la base dont l'axe coïncide approximativement à la mi-hauteur de la rotule plastique qui se développe à la base du poteau. Il n'y a donc pas de correction à appliquer en raison de l'effet $P-\Delta$. Les points correspondant respectivement à l'éclatement du recouvrement, à la plastification des barres longitudinales et à la plastification des étriers sont indiqués sur les courbes force-déplacement et moment-courbure.

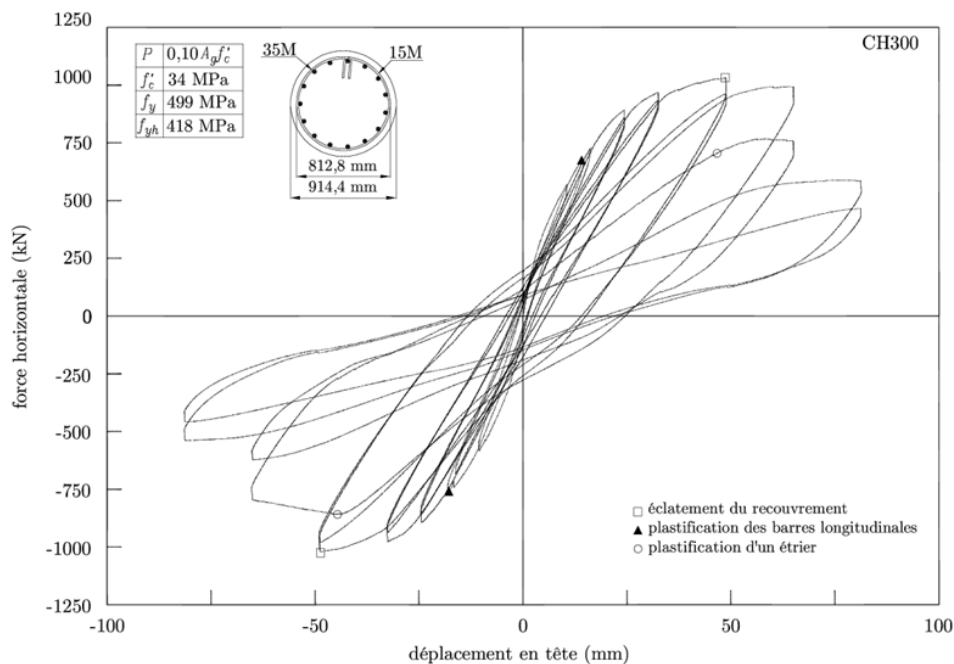


Figure 9 : Force latérale versus déplacement en tête pour CH300.

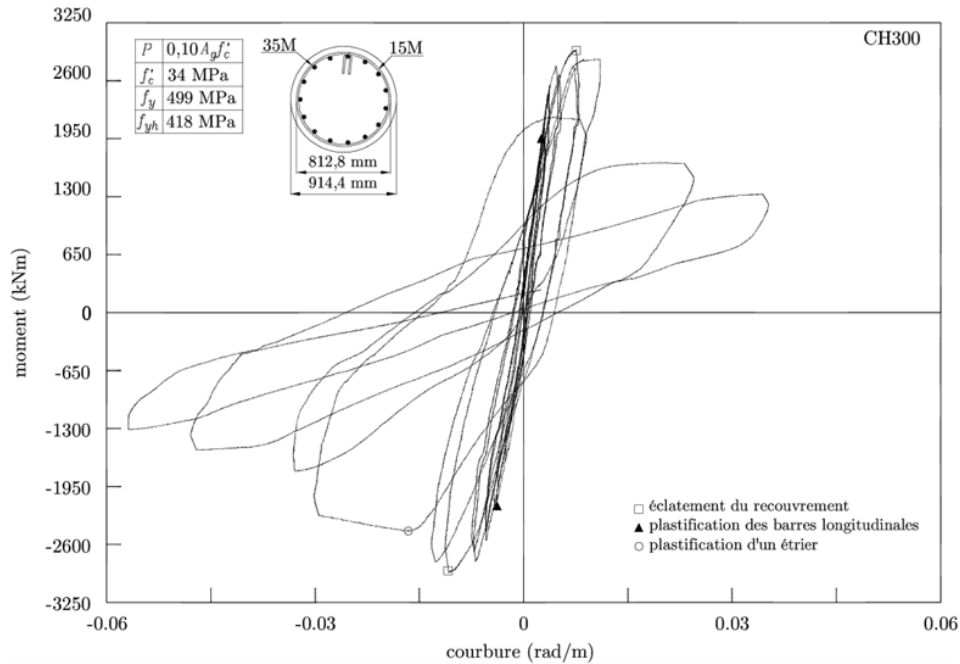


Figure 10 : Courbe moment versus courbure pour le poteau CH300.

3.2 Ductilité et dissipation d'énergie

En règle générale, le comportement sismique des poteaux est évalué selon des indicateurs de ductilité et en fonction de l'énergie dissipée. Les paramètres de ductilité utilisés ici, formulés en termes de déplacement et de courbure, permettent d'exprimer cela en termes adimensionnels et, par conséquent, les indicateurs de ductilité sont directement applicables dans un contexte de réglementation. Les indicateurs énergétiques sont liés aux dommages et à la capacité de dissipation d'énergie. La courbe enveloppe moyenne a été estimée comme indiquée à la figure 11.

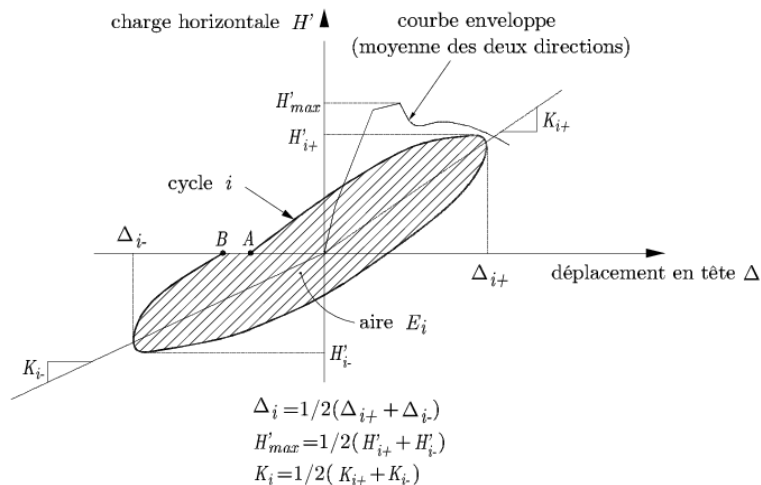


Figure 11 : Enveloppe pour déterminer l'énergie dissipée par cycle [Sheik, S et Khoury, S (1993)].

Une fois l'enveloppe force-déplacement obtenue, elle doit être idéalisée comme une courbe bilinéaire afin de déterminer les indicateurs de dissipation d'énergie. La partie ascendante est définie comme une ligne droite passant par l'origine et reliant la courbe enveloppe à la force

correspondant à 75% de la charge maximale horizontale supportée par le pilier après le point de plastification H_{max}^{tr} ou la force causant la plastification (la plus petite des deux valeurs). La plastification idéalisée est atteinte lorsque la partie ascendante prolongée arrive à H_{1max}^{tr} . La seconde partie de la courbe idéalisée est définie comme une droite reliant le point précédemment trouvé (Δ_{yI} , H_{1max}^{tr}) au point de rupture en déplacement (Δ_{u2} , H_2'), H_2' étant prise pour une force valant 80% de H_{1max}^{tr} , assurant ainsi que l'aire sous la courbe idéalisée soit la même que celle de la courbe enveloppe. Les déplacements de ces deux points sur la courbe bilinéaire sont le déplacement de plastification idéalisé, Δ_{yI} , et le déplacement ultime idéalisé, Δ_2 (fig. 12(a)). Cette procédure est répétée pour la relation moment-courbure pour obtenir les courbures idéalisées correspondant à la plastification, φ_{yI} , et à l'ultime, φ_2 (fig. 12(b)). Le tableau 4 contient les valeurs qui définissent les courbes bilinéaires idéalisées calculées pour les relations force-déplacement et moment-courbure.

Tableau 4- Points critiques des courbes bilinéaires idéalisées $H' - \Delta$ et $M - \varphi$

Poteau	H_{1max}^{tr} (kN)	Δ_{yI} (mm)	H_2' (kN)	Δ_2 (mm)	M_{max} (kNm)	φ_{yI} (rad/m)	M_2 (kNm)	φ_2 (rad/m)
CH300	1025,7	22,9	820,5	64,6	2912,6	0,0048	2330,1	0,0283

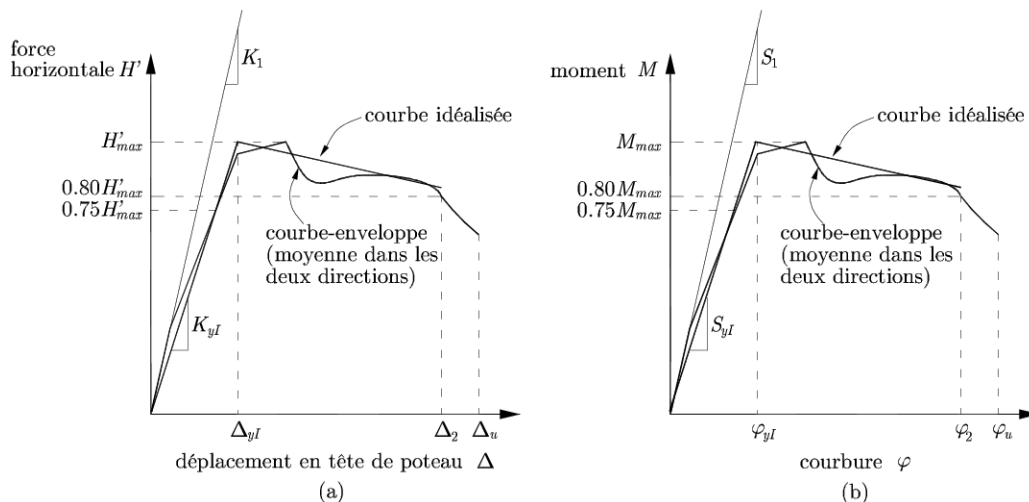


Figure 12 : Schématisation des relations bilinéaires idéalisées : (a) force versus déplacement (b) moment versus courbure.

La ductilité en déplacement idéalisée est définie comme :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (1)$$

alors que la ductilité en courbure est définie par :

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_2}{\varphi_{yI}} \quad (2)$$

Aussi, le déplacement relatif maximum δ_u est un autre indicateur utilisé pour mesurer le déplacement maximum à la rupture divisé par la hauteur de l'élément :

$$\delta_u = \frac{\Delta_2}{l} \quad (3)$$

où, $l = 3125\text{mm}$ est la distance entre le point d'application de la charge et la base du poteau.

L'énergie cyclique mesurant l'énergie dissipée par la déformation inélastique est représentée par l'aire hachurée, E_i à la figure 11. Elle correspond à l'énergie irréversiblement consommée pour endommager la structure et se dissipe principalement par la fissuration du béton, la plastification des armatures, l'endommagement des interfaces, etc. L'énergie totale dissipée durant l'essai E_{hyst} est obtenu en sommant les énergies sur les n cycles jusqu'à la ruine.

$$E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (4)$$

Pour rendre cet indicateur utilisable, il faut le normaliser. Une méthode de normalisation s'obtient en tenant compte des valeurs de résistance et de déplacement élastique expérimentales :

$$E_N = \frac{1}{H_t \max \Delta_{yf}} \sum_{i=1}^n E_i \quad (5)$$

Les indicateurs d'endommagement sismique tentent de combiner l'énergie cyclique et le déplacement maximum afin de définir, à l'aide d'une seule variable, la rupture du poteau sous le chargement sismique. Gosain et coll. (1977) ont proposé un indicateur d'endommagement, I_W , qui est une combinaison de l'énergie cyclique dissipée, de la force latérale ainsi que des déplacements mesurés et s'exprime ainsi :

$$I_W = \frac{1}{H_t \max \Delta_{yf}} \sum_{i=1}^n H_t \Delta_i \quad (6)$$

Ehsani et Wright (1990) proposent d'utiliser un indice énergétique normalisé, D_{EW} , en introduisant la rigidité sécante K_i , K_{yf} tel que défini dans la figure 12 et les déplacements maximums Δ_i à chaque cycle :

$$D_{EW} = \frac{1}{H_t \max \Delta_{yf}} \sum_{i=1}^n E_i \left(\frac{K_i}{K_{yf}} \right) \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_{yf}} \right)^2 \quad (7)$$

Le tableau 5 résume les valeurs des indicateurs mentionnés ci-dessus.

Tableau 5- Indicateurs de ductilité et d'énergie

Poteau	μ_{Δ}	μ_{θ}	δ_u (%)	E_{hyst} (J)	E_N	I_W	D_{EW}
CH300	2,8	5,9	2,1	224036	10	14	19

La figure 13 montre la région endommagée du poteau pour chacune des faces sud et nord. Aux figures 13 (a) et (d) les hachures représentent l'endommagement apparu à la surface du poteau. Les hachures noires, correspondent aux photos (b) et (e) (figure 13), ces photos ont été prises à la fin de l'essai, avant d'enlever l'instrumentation. Les hachures rouges, correspondent aux photos (c) et (f) de la même figure, elles ont été prises après avoir enlevé l'instrumentation. Ainsi, on peut bien examiner l'endommagement subi et avoir une bonne estimation de l'étendue de la rotule plastique.

L'estimation analytique de la rotule plastique est faite en considérant plusieurs formulations et l'équation de Paulay et Priestley (1992) de 784mm donnait les valeurs les plus approchées.



(c) Photo du côté sud après avoir enlevé l'instrumentation.



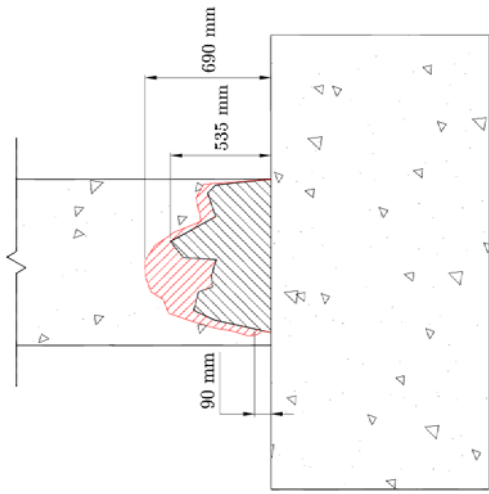
(f) Photo du côté nord après avoir enlevé l'instrumentation.



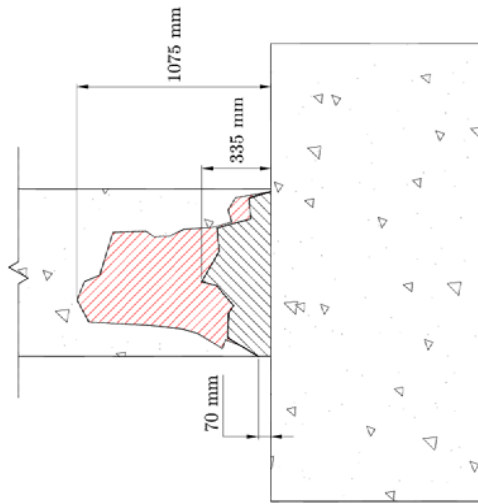
(b) Photo du côté sud prise à la fin de l'essai.



(e) Photo du côté nord prise à la fin de l'essai.



(a) Schématisation de l'endommagement du côté sud.



(d) Schématisation de l'endommagement du côté nord.

Figure 13 : Régions endommagées du spécimen CH300.

4 Analyse des résultats

4.1 Prédiction de la réponse moment-courbure

La relation moment-courbure est évaluée numériquement en utilisant la méthode de discrétisation par couches intégrée dans le logiciel MNPhi [Paultre, P. (2000)]. Ce logiciel permet de prédire la réponse moment-courbure par une analyse sectionnelle en fonction d'un grand choix de modèles de comportement contrainte-déformation des matériaux en compression et en traction.

Pour la prédiction de la réponse moment-courbure du spécimen CH300, le modèle élastoplastique avec écrouissage est retenu pour l'acier d'armature tandis que le modèle proposé par Légeron et Paultre (2008) et tenant compte du gain de résistance en compression du béton du au confinement fourni par l'armature transversale (étriers, spirales, cerces, composites) est choisi pour le béton.

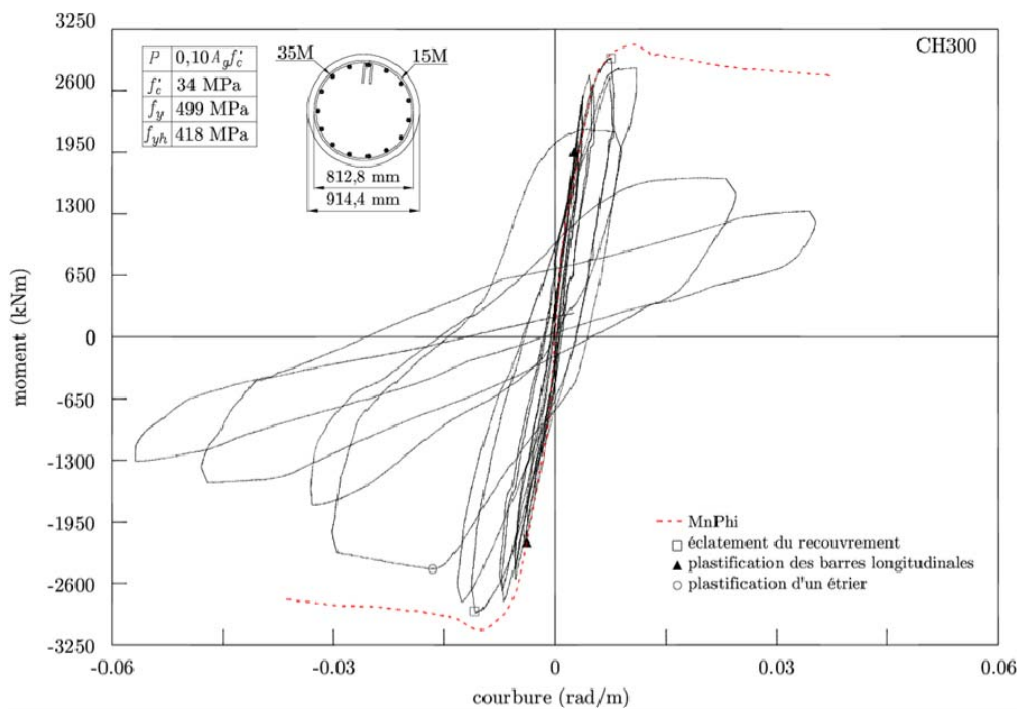


Figure 14 : Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.

Les forces gravitaires influant sur la réponse moment-courbure, la charge axiale de compression à laquelle est soumis le spécimen de 2300kN a été pris en compte par MNPhi lors de l'analyse. Les autres données d'entrée pour MNPhi sont les valeurs obtenues à la suite des essais de caractérisation des propriétés mécaniques se trouvant aux tableaux 1 et 2. La courbe moment-courbure obtenue analytiquement est montrée à la figure 14.

4.2 Déplacement total en tête à l'aide de DISP96

Pour prédire le déplacement total en tête du pilier, le logiciel DISP96 [Légeron, F. (1996 et 1998)] est utilisé. Ce logiciel tient compte des déplacements élastique, plastique et ceux dus au cisaillement et au glissement des barres. DISP96 récupère les résultats de la relation moment-

courbure de MNPhi, puis calcule directement la réponse monotone du poteau en tenant compte des différentes composantes. Pour trouver la valeur du glissement des barres, la déformation de traction transmise aux barres d'acier est intégrée sur la longueur de développement en supposant une déformation répartie uniformément. La prédiction du déplacement total élastique trouvé est $\Delta_y = 20\text{mm}$. La figure 15 présente la prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.

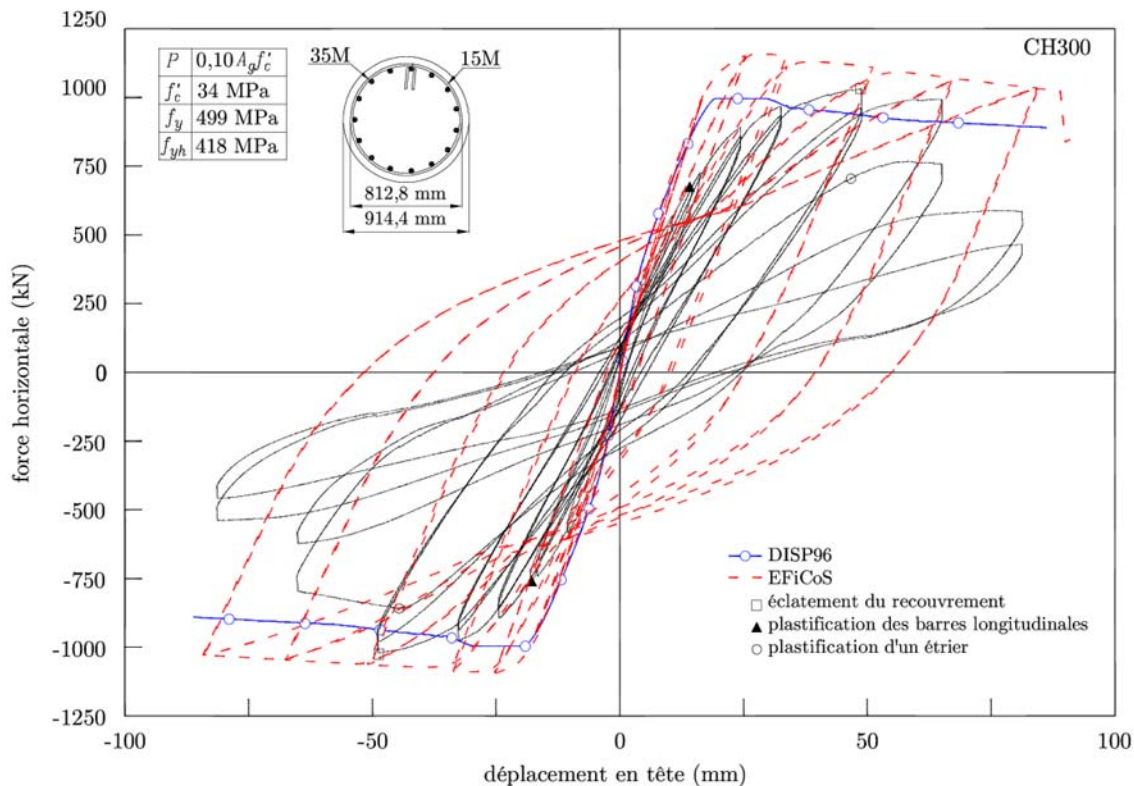


Figure 15 : Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.

4.3 Prédiction et vérification avec EFiCoS

La performance du logiciel EFiCoS [La Borderie, C. (1991)] par rapport la prédiction de la réponse globale et locale de poteaux a été validée par Cardona, L.I. (2008). EFiCoS (Éléments Finis par Couches Superposées) est un logiciel de modélisation par éléments finis pour l'analyse de structures planes en béton. Il est basé sur des éléments finis poutres dont la matrice de raideur est calculée à l'aide d'une discrétisation de la poutre en couches ou fibres. En particulier, ce logiciel permet d'évaluer la réponse de structures en béton soumises à des charges cycliques. L'algorithme d'EFiCoS estime l'endommagement pour déterminer les changements de raideur et les déformations permanentes au niveau local, et ce, à chaque pas de calcul.

Dans le modèle utilisé pour le spécimen CH300, les hypothèses suivantes ont été prises : seules les déformations en flexion sont prises en compte, la séquence de chargement pour la modélisation est le même protocole de chargement utilisé pendant l'essai du poteau (voir fig. 6)

et la courbe utilisée en traction pour le béton est celle proposée par Vecchio et Collins (1986) et la loi de comportement de Cardona, L.I. (2008) a été utilisée pour l'acier.

Pendant l'analyse, le poteau a été chargé avec un historique alterné de déplacement horizontal et un effort normal constant égal à 2300kN (fig. 6). La prédiction de la réponse force-déplacement en tête du pilier est présentée en traits-tillés à la figure 15.

La cartographie d'endommagement peut être trouvée aussi avec le logiciel EFiCoS. Les figures 16 à 18 montrent une comparaison entre l'endommagement prédit en fin de séquence par EFiCoS et le modèle expérimental. Les figures 16 et 17 correspondent à l'endommagement en compression, tandis que la figure 18 donne la cartographie de l'endommagement en traction. L'indicateur d'endommagement varie entre 0 et 1. La fin du chargement survient au moment du flambage des deux barres extrêmes. Ce flambage est déclenché quand la couche avec les aciers atteint un endommagement en compression égale à 0,90. L'endommagement en compression est concentré dans la région où la rotule plastique se forme.

En termes d'états limites, il a été relevé que l'endommagement en traction de l'enrobage débute très rapidement ($\Delta = 3$ mm). La première plastification de l'acier longitudinal a été obtenue à $\Delta_y = 15,8$ mm alors que la valeur prévue était de 17mm. Le début de l'écrasement des bielles dans le béton confiné (endommagement en compression $> 0,50$) a été prédit à 38mm de déplacement (soit $2,4 \Delta_y$) et est associé aux couches extrêmes. Le flambage des barres est enregistré pour un $\Delta = 92$ mm, soit $5,8 \Delta_y$. Ce phénomène est précédé de la rupture des barres longitudinales.

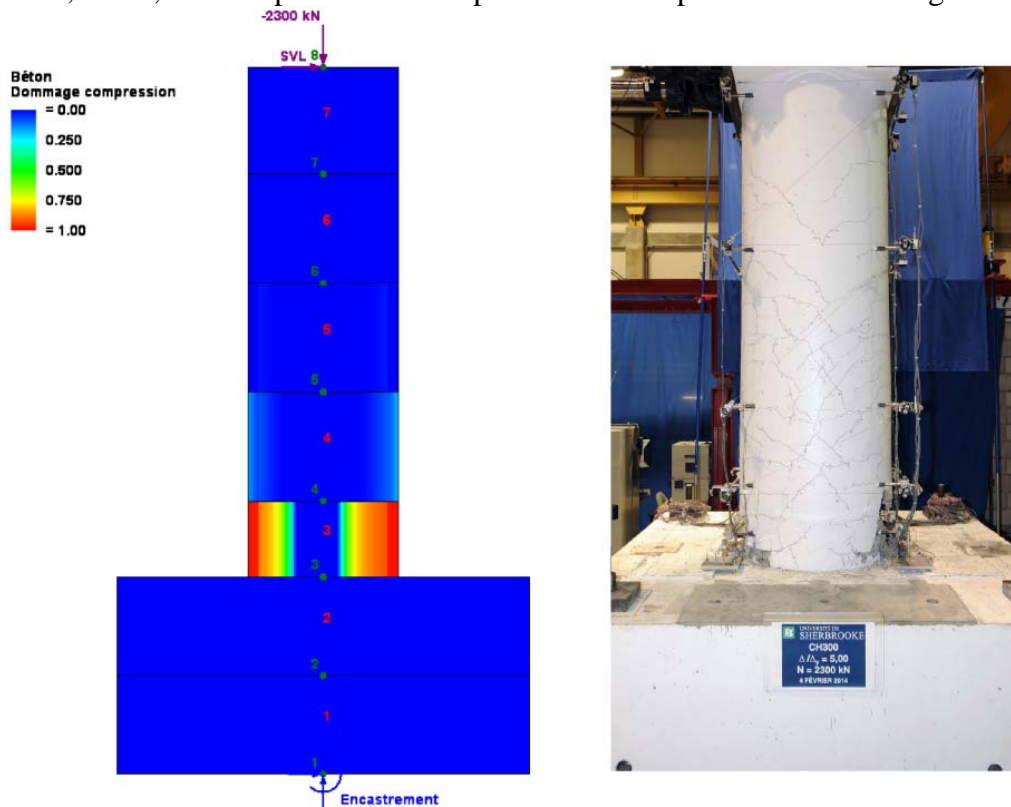


Figure 16 : Vue latérale du côté ouest : cartographie d'endommagement du béton en compression (EFiCoS à gauche et expérimental à droite.)

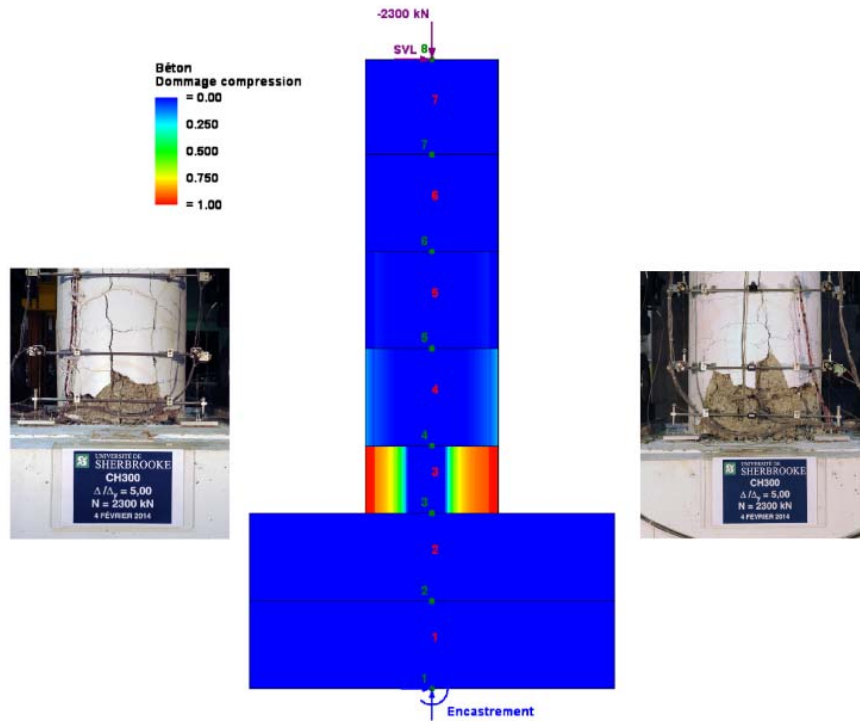


Figure 17 : Vue de face : cartographie d'endommagement du béton en compression (face sud à gauche : expérimental, EFiCoS au centre et face nord à droite : expérimental.)

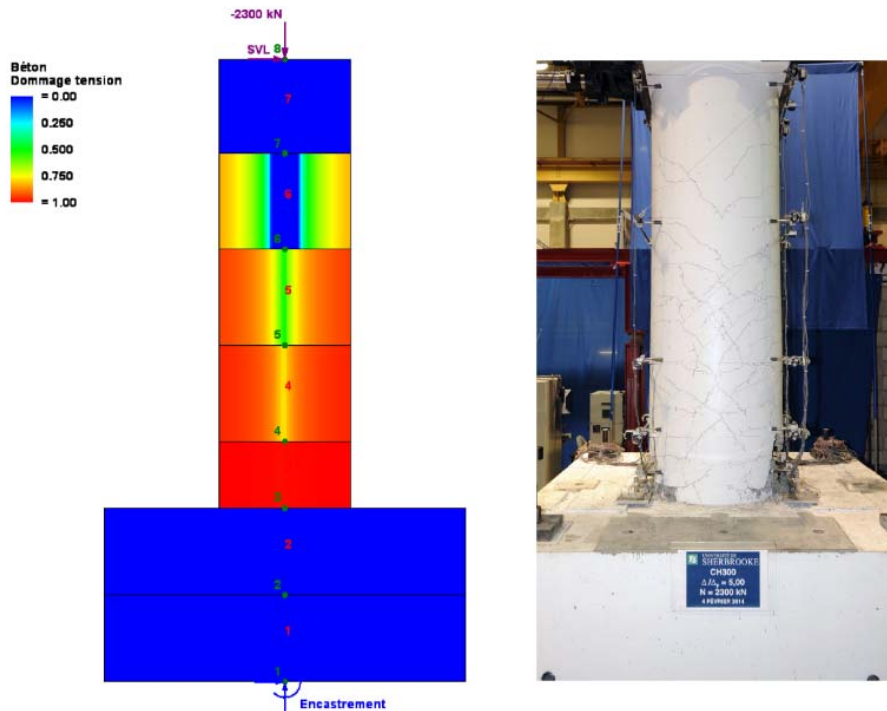


Figure 18 : Cartographie d'endommagement du béton en traction : EFiCoS à gauche et expérimental à droite.

5 Conclusion

Une partie importante de cette recherche a été dédiée à la calibration de programmes servant à la prédiction de l'endommagement du spécimen testé. Cette calibration montre le bien-fondé de ces approches analytiques et leur utilité dans le dimensionnement de nouveaux ponts et l'évaluation de la vulnérabilité de ponts existants.

Au niveau expérimental il a été observé que le poteau a présenté une suite d'endommagement qui est en accord avec les observations rapportées par d'autres auteurs ayant travaillé sur des poteaux et des événements sismiques passés. Malgré que le pilier ne remplisse pas deux des prescriptions de la norme CSA/CAN-S6-06, sa réponse a été ductile et stable au-delà de la limite élastique. Il a aussi été remarqué que l'équation proposée par Paulay et Priestley (1992) donne la valeur la plus proche de celle obtenue expérimentalement pour la longueur de la rotule plastique.

À partir des modélisations numériques, on peut déduire que les outils utilisés pour prédire et valider le comportement du poteau présentaient une très bonne précision. Le logiciel d'analyse sectionnelle MNPhi a permis de faire une estimation du comportement local de la section soumise à une charge monotone, DISP96 a permis de bien estimer le comportement global en termes de force-déplacement et EFiCoS a démontré une bonne précision quant à la localisation et à l'étendue de l'endommagement du poteau.

Remerciements

Les auteurs aimeraient souligner le soutien financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) à travers le Réseau canadien pour la recherche parasismique (RCRP). Les auteurs remercient le Fonds du Québec pour la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT) pour son soutien financier au Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE). Les auteurs tiennent surtout à remercier le Ministère des Transports du Québec qui à travers un contrat de recherche a en grande partie financé le travail décrit dans cet article. Finalement, les auteurs remercient les techniciens MM. Laurent Thibodeau, Jason Desmarais, Claude Aubé, Raphaël Prévost, Éric Beaudoin et M. Antony Bergeron, technicien stagiaire, qui ont aidé à la construction du spécimen, à la fabrication du montage expérimental et à la conduite des essais.

Bibliographie

Association Canadienne de Normalisation et Conseil Canadien des Normes, *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, vol. CAN/CSA-S6-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 10e éd édn, 2006.

L. I. Cardona Jaramillo, Le logiciel EFiCoS dans un contexte de dimensionnement base sur la performance (DBP). Mémoire de Maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, CANADA, 2008.

M. Ehsani et J. Wright, Confinement steel requirements for connections in ductile frames. *Journal of Structural Division*, 116(3):751–767, 1990.

K. Gosain, H. Brown et J. Jirsa, Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Division*, 103(7):1461–1476, 1977.

C. La Borderie, EFiCoS, 1991.

C. La Borderie, Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton. Thèse de doctorat, Université de Paris VI, 1991.

F. Légeron, DISP96, 1996.

F. Légeron, Comportement sismique des structures en béton ordinaire et en béton à haute performance armé. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, CANADA, 1998.

T. Paulay et M. J. N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley, New York, 1992.

P. Paultre, WMNPhi, 2000.

P. Paultre et F. Légeron, Confinement reinforcement design for reinforced concrete columns. Journal of Structural Engineering, 134(5):738–749, 2008.

M. J. N. Priestley, F. Seible et G. M. Calvi, Seismic design and retrofit of bridges. Wiley, New York, 1996.

N. Roy, Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, CANADA, 2006.

Sheikh, S., and Khoury, S., Confined Concrete Columns with Stub, ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, July-Aug. 1993, pp. 415-431.

F. J. Vecchio et M. P. Collins, The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. American Concrete Institute, 83(2):219–231, 1986.