

# ÉTUDE DE LA DUCTILITÉ DES PILIERS DE PONT DANS UN CONTEXTE D'ÉVALUATION SISMIQUE

Nathalie Roy, Patrick Paultre, Jean Proulx

Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP)

Département de génie civil, Université de Sherbrooke

## RÉSUMÉ

Une étude de la ductilité des piliers de pont dans un contexte d'évaluation sismique a été effectuée sur sept (7) ponts, qui ont été identifiés par le ministère des Transports du Québec et la Ville de Québec. Pour chaque type d'appui, les indices de ductilité sectionnelle, de ductilité structurale et de la demande en ductilité ont été calculés. Les logiciels WNPhi, SAP90 et NONLIN ont été utilisés pour l'élaboration de modèles utilisés lors de l'analyse statique non-linéaire simplifiée (calcul de la ductilité structurale) et de l'analyse temporelle non-linéaire simplifiée (calcul de la demande en ductilité). Un ratio de ductilité est proposé pour tenir compte du comportement sismique des piliers de ponts dans une procédure d'évaluation sismique préliminaire d'un parc d'ouvrages d'art.

## Introduction

Un projet de recherche sur la réhabilitation sismique des ouvrages d'art est actuellement en cours au CRGP. La Ville de Québec et le ministère des Transports du Québec, partenaires de ce projet de recherche, ont identifié quelques ponts pouvant éventuellement faire l'objet d'un renforcement à l'aide de matériaux composites. Les caractéristiques des ponts étudiés sont présentés aux Tableaux 1 et 2. La Ville de Québec a identifié quatre (4) ponts, tous construits avant 1975. Il s'agit des ponts Drouin, Marie-de-l'Incarnation, du Repos et le collecteur Ste-Foy – Honoré-Mercier. Le ministère des Transports du Québec a identifié trois structures toutes construites avant 1975. Il s'agit des ponts de la rivière Ste-Anne, près de Ste-Anne-de-Beaupré, de la rivière du Cran au nord du lac St-Jean, et du chemin Lausanne à Rimouski. Ces ponts ont également été choisis afin de respecter les critères suivants, reliés à l'éventuelle construction de spécimens en laboratoire : (i) géométrie régulière ; (ii) appuis perpendiculaires à l'axe du pont ; (iii) piliers circulaires ; et (iv) hauteur maximale des piliers de 6 m.

**Tableau 1 - Description des structures étudiées**

Structure	Année de construction	Géométrie	Longueur (m)	Largeur (m)	Biais (degrés)
Drouin	1972	2 appuis	98	32,3	6
Sainte-Foy H. Mercier	1968	2 appuis	100	22	18
Marie-de-l'Incarnation	1970	1 appui	55	28	14
Du Repos	1961	2 appuis	74,35	31	32
Ste-Anne	1955	4 appuis	153	13	0
Du Cran	1980	2 appuis	114,1	13,4	0
Lausanne	1989	1 appui	74,5	11	0

**Tableau 2 - Description des appuis des structures étudiées**

Structure	Description des appuis	Hauteur des piliers (m)	Diamètre (mm)	Armature transversale	Armature longitudinale
Drouin	9 piliers	2,3	760	Spires N° 3 pas de 57 mm	12 N° 9 acier A-432
Sainte-Foy H. Mercier	8 piliers (2 x 2)	20,3 à 23,5 m	1220	Spires N° 4 pas de 70 MM	30 barres N° 14S
Marie-de-l'Incarnation	8 poteaux carrés	5,66	810 x 810	Étriers collets 3 N° 3 à 450 mm	12 N° 9 A-432
Du Repos – P.2	3 piliers	3,48	1524	Spires pas de 76 mm	18 N° 11
Du Repos – P.3	3 piliers	2,438	1370	Spires pas de 76 mm	14 N° 10
Ste-Anne	3 piliers	5,64	1220	Spirale 9 mm pas de 50 mm	16 N°25
Du Cran	2 piliers	4,80	1220	Étrier 10 mm à 300 mm	32 N° 35
Lausanne	1 pilier	6,5	2100	Étrier 15 mm à 450 mm	50 N° 30

### **Méthodologie**

Afin de mieux caractériser la vulnérabilité sismique des ponts en béton armé, une étude de la ductilité des piliers des ponts identifiés a été effectuée. Chaque structure a été soumise à une analyse selon trois méthodes permettant d'évaluer la ductilité, soit :

- Un calcul de la ductilité sectionnelle,  $m_f$  ;
- Un calcul de la ductilité structurale, à l'aide d'une analyse statique inélastique simplifiée,  $m_D$ ;
- Un calcul de la demande en ductilité, à l'aide d'une analyse temporelle non-linéaire simplifiée,  $m_d$ .

## Ductilité sectionnelle

Chaque structure a été modélisée à l'aide du logiciel WMNPhi. Ce logiciel, développé à l'université de Sherbrooke, prédit la réponse moment-courbure en fonction de relations contrainte-déformation idéalisées. Pour une section discrétisée en un certain nombre de couches de béton et d'acier, l'algorithme suivant est utilisé :

1. Supposer une déformation,  $e_{cc}$  de la fibre la plus comprimée ;
2. Supposer une valeur pour la position de l'axe neutre,  $c$  ;
3. Calculer les résultantes des contraintes dans le béton et dans l'acier correspondant à la distribution des déformations définies par  $e_{cc}$  et  $c$  ;
4. Faire une itération sur  $c$  jusqu'à satisfaire l'équilibre des forces résultantes à un degré de précision acceptable;
5. Calculer  $M$ ,  $N$  et  $f$  ;
6. Ajouter un incrément  $de_{cc}$  à la déformation  $e_{cc}$  et répéter les étapes 2 à 5.

La relation moment-courbure a été calculée sous une charge axiale ( $D$ ) correspondant à la charge de gravité non-pondérée, incluant le poids de la superstructure tributaire ainsi que la demie du pilier. Les coefficients de tenue nominaux du béton ( $f_c = 1,00$ ) et de l'acier ( $f_s = 1,00$ ) ont été choisis. La résistance de l'acier,  $f_y$ , a été multipliée par un facteur de 1,25 afin de considérer la résistance probable de la structure.

Le modèle de relation contrainte-déformation en compression proposé par LÉGERON et PAULTRE (1999) a été choisi afin de tenir compte du confinement du béton. Pour l'acier d'armature, un modèle proposé par PARK et PAULAY (1975) tenant compte de l'écroutissement a été retenu. La ductilité sectionnelle est définie comme :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Une courbe bi-linéaire idéalisée a été calculée à partir de la relation moment courbure obtenue du logiciel WMNPhi, telle qu'illustrée pour le pont de la rivière Ste-Anne à la Figure 1.

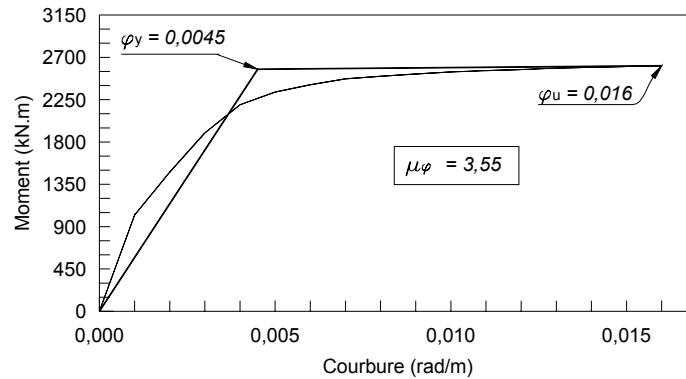


Figure 1 - Relation moment-courbure idéalisée pour le pont de la rivière Ste-Anne

### Calcul simplifié de la ductilité structurale

La ductilité structurale a été déterminée à l'aide d'une analyse statique inélastique simplifiée, telle que décrite par PRIESTLEY et coll. (1996). Cette méthode consiste à soumettre la pile du pont à un chargement latéral,  $Q$ , qui causera la plastification successive au pied et en tête de ses poteaux, puis leur rotation ultime. Le chargement latéral et le déplacement induit sont calculés de façon incrémentale en fonction de la plastification progressive des piliers. Le déplacement ultime est fonction de la rotation plastique ultime des piliers. La Figure 2 illustre un exemple d'un appui où  $Q$  représente le chargement latéral,  $D$  représente la charge de gravité non-pondérée sur l'appui (incluant le poids de la superstructure tributaire ainsi que la demie de la colonne) et  $DP$  représente la variation de la charge axiale causée par le chargement latéral. La charge axiale  $P$  correspond à  $D$ , la charge de gravité non-pondérée à laquelle la variation de la charge axiale causée par le chargement latéral,  $DP$ , est additionnée.

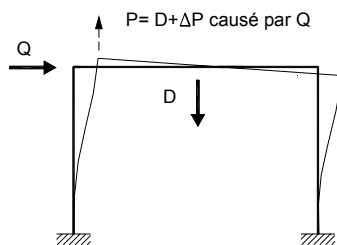


Figure 2 - Distribution des charges

Chaque appui des ponts à l'étude a été modélisé numériquement à l'aide du logiciel SAP90. Chaque modèle a été modifié un certain nombre de fois afin de tenir compte de la plastification successive des piliers. Le chevêtre, lorsque présent, a été considéré comme rigide axialement et en flexion. Les piliers des ponts ont été considérés comme étant encastrés à la base. Les propriétés suivantes ont été obtenues à partir du modèle WMNPhi développé à l'étape précédente :

- Le moment plastique du pilier,  $M_y$  ;
- La raideur en flexion,  $EI_{\text{eff}}$  ;
- La courbure élastique,  $f_y$  ;
- La courbure ultime,  $f_u$ .

La figure 3 illustre la courbe force-déplacement obtenue pour le pont de la rivière Ste-Anne.

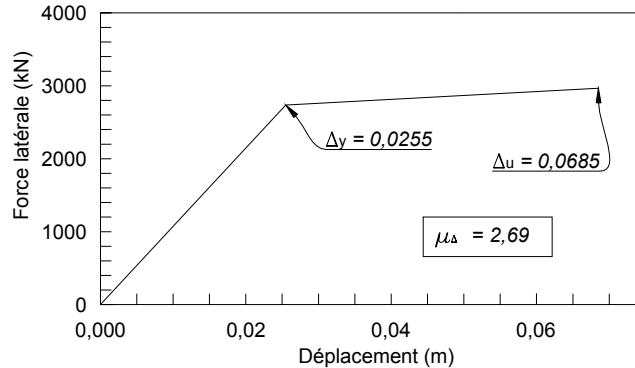


Figure 3 - Relation force-déplacement pour le pont de la rivière Ste-Anne

### **Demande en ductilité**

La demande en ductilité a été calculé à l'aide d'une analyse temporelle non-linéaire simplifiée. Le logiciel NONLIN (*Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems*) a été utilisé pour la modélisation de chacune des structures à l'étude. Une courbe contrainte-déformation bi-linéaire a été supposée. La rigidité structurale initiale a été calculée selon les résultats de l'analyse statique inélastique. Un ratio de  $r = 0,05$  a été supposé pour le calcul du coefficient de rigidité après plastification. Une valeur d'amortissement visqueux  $\alpha = 5\%$  a été considérée. Le tremblement de terre El Centro (Imperial Valley) à  $0,35\text{ g}$  a été sélectionné pour cette analyse comparative d'un ensemble d'ouvrages. Le résultat est exprimé en fonction de la ductilité demandée,  $m_d$ .

### **Discussion**

Le Tableau 3 présente un sommaire des résultats obtenus. Pour chaque pile, les résultats des analyses de ductilité sectionnelle, structurale et temporelle non-linéaire sont donnés.

**Tableau 3 - Résultats de l'étude de ductilité**

Structure	Ductilité sectionnelle			Ductilité structurale			Analyse temporelle non-linéaire	
	$\bar{f}_y$ (rad/m)	$\bar{f}_u$ (rad/m)	$m_f$	$D_y$ (m)	$D_u$ (m)	$m_D$	$D_{max}$ (m)	$m_d$
Drouin	0,00625	0,015	2,40	0,00607	0,01412	2,32	0,0064	1,0481
S.-F. 20,3 m	0,00423	0,010	2,36	0,58110	0,67800	1,17	0,2610	0,4493
S.-F. 23,5 m	0,00423	0,010	2,36	0,77870	0,89100	1,14	0,2325	0,2993
M.-de-l'Inc.	0,00649	0,012	1,85	0,03534	0,05804	1,64	0,0655	1,8271
Ste-Anne	0,00450	0,016	3,55	0,02550	0,06850	2,69	0,0417	1,6342
Du Cran	0,00461	0,012	2,60	0,01976	0,03896	1,97	0,0172	0,8690
Lausanne	0,00250	0,007	2,76	0,03550	0,06020	1,70	0,0626	1,7621

Il faut rappeler qu'il s'agit d'une étude qualitative de la ductilité des piles d'un éventail représentatif des ponts québécois en béton armé. Dans le but d'établir les limites d'une telle étude, une remarque importante doit être faite. Ainsi, les piliers courts sont plus susceptibles de se rompre en cisaillement et n'atteindront pas la ductilité structurale calculée. Le pont du Repos présente un élancement de ses piliers ( $l/d$ ) faible par rapport à la géométrie de la pile et ceux-ci seront, par conséquent, peu susceptibles d'atteindre la rupture en flexion. Une étude du comportement en cisaillement sera nécessaire pour conclure à ce sujet. Toutefois, étant donné l'état actuel de ce projet, il est plus prudent d'omettre ce pont de l'étude de ductilité. Le pont Drouin est probablement à la limite d'un comportement en flexion. Les efforts de cisaillement sont sans doute très importants dans les piliers de ce pont. Les résultats de ductilité le concernant doivent donc, pour l'instant, être considérés avec réserve.

Dans un contexte d'évaluation et de réhabilitation sismique, le Tableau 4 présente une corrélation intéressante entre le ratio de ductilité  $R_\mu = \mu_\Delta / \mu_d$  et le comportement sismique des ouvrages.

**Tableau 4 - Ratio de ductilité,  $R_m$** 

Structure	$m_D$	$m_d$	$R_m = m_D / m_d$
Drouin	2,32	1,0481	2,21
S.-F. 20,3 m	1,17	0,4493	2,60
S.-F. 23,5 m	1,14	0,2993	3,81
M.-de-l'Inc.	1,64	1,8271	0,90
Ste-Anne	2,69	1,6342	1,65
Du Cran	1,48	0,8516	1,74
Lausanne	1,70	1,7621	0,96

Ce ratio donne une indication des ponts qui sont les plus susceptibles, par rapport à un parc d'ouvrages donné, de moins bien résister à un effort latéral important. En effet, plus le ratio est petit, plus le rapport capacité/demande l'est également et la structure peut être considérée, par rapport à une autre, comme étant plus vulnérable d'un point de vue sismique. Cet indice pourrait facilement être inclus dans une procédure de classification de la vulnérabilité sismique des ouvrages pour tenir compte du comportement structural des appuis.

## **Conclusion**

Une revue des différentes méthodes portant sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts existants en vue d'un éventuel renforcement sismique ainsi que sur les procédures de sélection préliminaire, a permis de constater la difficulté de considérer l'importance des appuis comme éléments dissipateurs d'énergie dans l'éventualité d'un séisme. Dans ce contexte, un ensemble de ponts en béton armé représentatif de la réalité québécoise a été identifié en collaboration avec les partenaires du projet, la Ville de Québec et le ministère des Transports du Québec. Ces sept (7) structures, considérées comme étant vulnérables d'un point de vue sismique, ont fait l'objet d'une étude de ductilité. Pour chaque type d'appui, les indices de ductilité sectionnelle, de ductilité structurale et de la demande en ductilité ont été calculés. Les logiciels WMNPhi, SAP90 et NONLIN ont été utilisés pour l'élaboration de modèles utilisés lors de l'analyse statique inélastique simplifiée (calcul de la ductilité structurale) et de l'analyse temporelle non-linéaire simplifiée (calcul de la demande en ductilité). De cette analyse, un ratio de ductilité est proposé pour tenir compte du comportement sismique des piliers de ponts dans une procédure d'évaluation sismique préliminaire d'un parc d'ouvrages d'art. Ce ratio se présente sous la forme :  $R_{\mu} = \mu_{\Delta} / \mu_d$ .

On a démontré que cet indice pourrait facilement être inclus dans une procédure de classification préliminaire de la vulnérabilité sismique des ouvrages pour tenir compte du comportement structural des appuis. Toutefois, une étude plus poussée du comportement en cisaillement des ponts dont les piliers présentent un élancement ( $l/d$ ) faible par rapport à la géométrie de l'appui sera nécessaire pour établir les limites de validité du ratio de ductilité.

Ces travaux de recherche constituent la première étape du processus d'élaboration du programme expérimental qui sera réalisé dans le cadre du projet de recherche portant sur l'étude du comportement de piliers de ponts types soumis à des sollicitations sismiques actuellement en cours au CRGP. La suite du projet consistera à appliquer et évaluer des techniques de réhabilitation sismique sur des piliers de pont par l'entremise d'essais pseudo-dynamiques qui seront réalisés en laboratoire. Les méthodes d'essais pseudo-dynamiques (PSD) sont des techniques très récentes d'évaluation de la performance sismique des ouvrages de génie civil. La méthode PSD combine une modélisation par ordinateur des aspects dynamiques d'un problème structural avec des informations provenant d'essais quasi-statiques effectués sur une structure à grande échelle. Les réponses dynamiques réelles sont ainsi obtenues, même dans les cas de comportement non linéaire et les cas d'endommagement avancés. Il est prévu de quantifier, à l'aide de la méthode PSD, l'augmentation de ductilité de piliers de ponts types réhabilités à l'aide de matériaux composites. Cette analyse comprendra également une comparaison de la réponse globale des piles avant et après leur réhabilitation incluant les diagrammes de la force versus le déplacement, de la dissipation d'énergie et d'un index des dommages.

## **Remerciements**

Les auteurs désirent remercier les partenaires de ce projet, ISIS Canada, le CERIU, le ministère des Transports du Québec (MTQ) et la Ville de Québec et le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour leur support financier.

## **Références**

NONLIN – Nonlinear Dynamic Time History Analysis of Single Degree of Freedom Systems. *Federal Emergency Management Agency Training Center, Emmitsburg, Maryland, Advanced Structural Concepts, Golden, CO and Schnabel Engineernig, Denver, Co.*

Priestley, Seible et Calvi (1996). *Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley and Sons, 686 p.

SAP90 (1989). *A Series of Computer Programs for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures*. *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, Californie.

WMNPhi (2000). *PP International*, Sherbrooke, Québec.