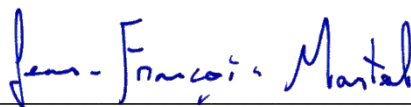


**Ministère des Transports du Québec**

**Utilisation d'équipements parasismiques sur les ponts  
conventionnels à multiples travées**

**RAPPORT FINAL**



---

Jean-François Martel, ing.  
O.I.Q. : 146968



---

Yannick Maltais, ing., Ph. D.  
O.I.Q. : 113402

PROJET N° Q08783A  
Le 9 février 2015



## TABLE DES MATIÈRES

	<b>Page</b>
1. OBJECTIF.....	1
2. MANDAT.....	3
3. MÉTHODOLOGIE.....	5
4. ÉQUIPEMENTS PARASISMIQUES.....	7
4.1 Les isolateurs sismiques.....	7
4.1.1 Rappel théorique.....	7
4.1.2 Systèmes d'isolation.....	8
4.2 Les amortisseurs visqueux.....	10
4.3 Les transmetteurs de chocs sismiques.....	10
5. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....	11
6. CARACTÉRISTIQUES DES PONTS ÉTUDIÉS.....	13
7. DIMENSIONNEMENT DES PONTS ÉTUDIÉS.....	17
7.1 Conception des tabliers.....	17
7.2 Conception des fondations.....	18
7.2.1 Approche utilisée pour la conception.....	18
7.2.2 Interaction sol-structure pour les cas avec fondations profondes.....	23
7.2.3 Ponts conçus de manière conventionnelle.....	26
7.2.4 Ponts conçus en utilisant des isolateurs sismiques.....	27
8. ESTIMATION DES COÛTS DE CONSTRUCTION DES PONTS.....	29
8.1 Hypothèses et simplifications.....	30
9. ÉVALUATION DES DOMMAGES CAUSÉS PAR LES SÉISMES PROBABLES.....	31
9.1 Modèle numérique pour l'analyse non linéaire.....	31
9.1.1 Vérification du modèle.....	34
9.1.2 Hypothèses et limitations.....	35
9.2 Courbes de fragilité.....	35
9.2.1 Sélection des mouvements de sol.....	36
9.2.2 Définition des critères d'endommagement.....	36
9.2.3 Analyses dynamiques temporelles non linéaires.....	40
9.2.4 Courbes d'endommagement.....	40
9.2.5 Résultats.....	41

9.3	Évaluation des travaux de réparation anticipés suite aux séismes probables .....	42
9.4	Courbe de l'aléa sismique du site .....	46
9.5	Utilisation des courbes de fragilité pour déterminer le coût des réparations probables sur le cycle de vie .....	47
10.	ESTIMATION DES COÛTS DE RÉPARATION SUITE AUX SÉISMES PROBABLES .....	49
10.1	Méthode « rationnelle » .....	50
10.2	Hypothèses et simplifications .....	52
11.	ANALYSE COMPARATIVE DES COÛTS SUR LE CYCLE DE VIE .....	53
11.1	Hypothèses et simplifications .....	60
12.	DISCUSSION .....	61
13.	CONCLUSION .....	65
14.	MISE EN GARDE .....	67
15.	REMERCIEMENTS .....	69
16.	RÉFÉRENCES .....	71

## FIGURES

Figure 1 :	Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement d'une structure .....	8
Figure 2 :	Isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb .....	8
Figure 3 :	Isolateurs à friction avec système de recentrage .....	9
Figure 4 :	Comportement de type bilinéaire .....	9
Figure 5 :	Amortisseur visqueux .....	10
Figure 6 :	Géométries des ponts considérées dans cette étude .....	13
Figure 7 :	Spectres de réponse CAN/CSA S6-14 (1:2475 ans) des localités considérées .....	20
Figure 8 :	Composantes du déplacement dû aux charges latérales .....	21
Figure 9 :	Modèle numérique incluant les fondations profondes .....	25
Figure 10 :	Exemple de modélisation des fondations profondes dans Group 8.0 .....	25
Figure 11 :	Exemple de courbes p-y obtenues dans Group 8.0 .....	26
Figure 12 :	Modèle du pont de type 1-A(i) réalisé à l'aide du logiciel SeismoStruct .....	33
Figure 13 :	Section de la colonne inélastique .....	33
Figure 14 :	Comparaison des analyses des quatre (4) premiers modes de vibration des logiciels CSi-Bridge et SeismoStruct .....	34

Figure 15 :	Courbes de fragilité de la pile du pont de type 1-A(i) .....	42
Figure 16 :	Distribution des coûts probables de réparation par critères d'endommagements d'une colonne de la pile 2 du pont de type 1-A(i) .....	48
Figure 17 :	Distribution des coûts probables de réparation par éléments – pont de type 1-B(i) .....	50

## TABLEAUX

Tableau 1 :	Ensembles de paramètres considérés dans cette étude .....	14
Tableau 2 :	Paramètres choisis par le concepteur.....	14
Tableau 3 :	Combinaisons de paramètres considérés dans cette étude .....	15
Tableau 4 :	Propriétés du sol .....	23
Tableau 5 :	Comparaison des modèles .....	26
Tableau 6 :	Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A(i) (conventionnel).....	30
Tableau 7 :	Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A(i) (isolé) .....	30
Tableau 8 :	Résumé des critères d'endommagements considérés .....	39
Tableau 9 :	Estimation des prix unitaires selon la méthode de réparation .....	43
Tableau 10 :	Méthodes de réparation liées aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Pile (1) .....	44
Tableau 11 :	Méthodes de réparation liées aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Mur garde-grève (2) .....	45
Tableau 12 :	Méthode de réparation liée aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Joint de dilatation (3) .....	45
Tableau 13 :	Méthode de réparation liée aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Appareil d'appui (4) .....	46
Tableau 14 :	Coûts de réparation suite aux séismes probables, estimés par la méthode décrite à la section 9 .....	49
Tableau 15 :	Coûts de réparation des ponts de secours suite aux séismes probables, estimés par la méthode « rationnelle » .....	51
Tableau 16 :	Coûts récurrents anticipés pour le pont de type 1-B(i) à tablier léger de construction conventionnelle sur la durée de vie de 75 ans* .....	54
Tableau 17 :	Coûts récurrents anticipés pour le pont de type 2-B(i) à tablier léger de construction conventionnelle sur la durée de vie de 75 ans* .....	55
Tableau 18 :	Coûts récurrents anticipés pour le pont de type 3-B(i) à tablier léger de construction conventionnelle sur la durée de vie de 75 ans* .....	56
Tableau 19 :	Résumé des coûts sur le cycle de vie des différentes variantes de ponts considérées dans cette étude .....	57

## **ANNEXES**

Annexe A	Étude paramétrique (rapport d'étude présenté au Ministère le 7 novembre 2011)
Annexe B	Dimensions des ponts étudiés
Annexe C	Notes de calculs tablier
Annexe D	Extraits de la norme CAN/CSA S6-14
Annexe E	Spectres de réponse (2010) pour 1 :975 ans et 1 :475 ans
Annexe F	Notes de calcul fondations
Annexe G	Estimation sommaire des coûts de construction
Annexe H	Estimation détaillée des coûts de construction de certains cas
Annexe I	Mouvements de sol
Annexe J	Résultats de déplacements avec analyses temporelles dynamiques non linéaires
Annexe K	Courbes de fragilité
Annexe L	Courbes d'aléa sismique des localités
Annexe M	Méthode rationnelle pour l'estimation des coûts de réparation suite aux séismes probables

## 1. OBJECTIF

Le mandat confié à CIMA+ par le ministère des Transports du Québec vise à orienter ce dernier dans l'utilisation d'équipements spécialisés permettant d'atténuer les effets des séismes sur les ponts courants du Ministère, soit des ponts à multiples travées, de catégories urgence et secours.

Plus précisément, l'objectif de l'étude est de cibler les situations dans lesquelles l'utilisation d'équipements spécialisés, et plus particulièrement d'isolateurs sismiques, présente un avantage économique sur la durée de vie (75 ans) des nouveaux ponts construits au Québec.

Cet avantage économique est évalué en étudiant l'impact de tels équipements sur le dimensionnement des ponts. Chacun des ponts considérés dans ce mandat est dimensionné sans équipement parasismique puis redimensionné en utilisant ce type d'équipement. De cette manière, la réduction potentielle de l'envergure des systèmes structuraux conventionnels est évaluée.





## 2. MANDAT

Afin d'évaluer l'impact des systèmes d'isolation sismique sur l'envergure des systèmes structuraux conventionnels des ponts courants du Ministère, le mandat de CIMA+ a été divisé en deux volets, soit :

- une **étude paramétrique** réalisée à l'aide de la méthode de la charge uniforme. Cette partie du mandat a permis de cibler les principaux paramètres susceptibles d'influencer la rentabilité potentielle de l'isolation sismique des ponts (rapport d'étude présenté au Ministère le 7 novembre 2011);
- une **étude détaillée** réalisée à l'aide de méthodes d'analyse proposées dans le devis de services professionnels du Ministère (devis daté du 25 novembre 2013).

Le présent rapport intègre l'ensemble du travail réalisé dans le cadre des deux volets du mandat de CIMA+. Les résultats de l'étude détaillée y sont présentés de façon spécifique alors que ceux obtenus lors de l'étude paramétrique, réalisée en première partie de mandat, y sont résumés. À titre de référence, la version intégrale de l'étude paramétrique est jointe à l'annexe A.



### 3. MÉTHODOLOGIE

Pour rencontrer l'objectif énoncé précédemment, trois géométries de ponts ont été définies suite aux résultats obtenus lors de l'étude paramétrique. Pour chacune de ces géométries, différents paramètres d'analyse ont été considérés et combinés entre eux, et ce, tel que défini à la section 6.

Notons que dans tous les cas, les ponts étudiés ont d'abord été dimensionnés (avec ou sans système d'isolation) selon les charges prévues par les codes applicables aux nouveaux ponts construits au Québec (voir la section 7). Les coûts de construction de ces ponts ont aussi été évalués (voir la section 8).

Une méthode d'analyse (basée sur une analyse non linéaire et une analyse probabiliste) a ensuite été élaborée pour établir l'étendue des dommages aux ponts suite aux séismes probables dans les régions où ceux-ci sont construits. Réalisé en collaboration avec Polytechnique Montréal, cet exercice a été fait pour les aléas sismiques des localités de Montréal, La Malbaie et Rivière-du-Loup.

Une fois ce travail complété, l'estimation des coûts sur le cycle de vie des ponts définis à la section 6 a été réalisée (voir la section 11). Pour ce faire, les coûts de réparation de ces ponts suite aux séismes probables ont été évalués de la manière décrite à la section 10, et ce, à partir des résultats des analyses détaillées présentés à la section 9. Ces coûts ont enfin été intégrés à ceux associés à l'exploitation et l'entretien des ouvrages.

Tel qu'attendu, le résultat final de cette étude est la comparaison des coûts, sur le cycle de vie, des ponts de conception conventionnelle et isolée. Ces résultats sont présentés à la section 11).



## 4. ÉQUIPEMENTS PARASISMIQUES

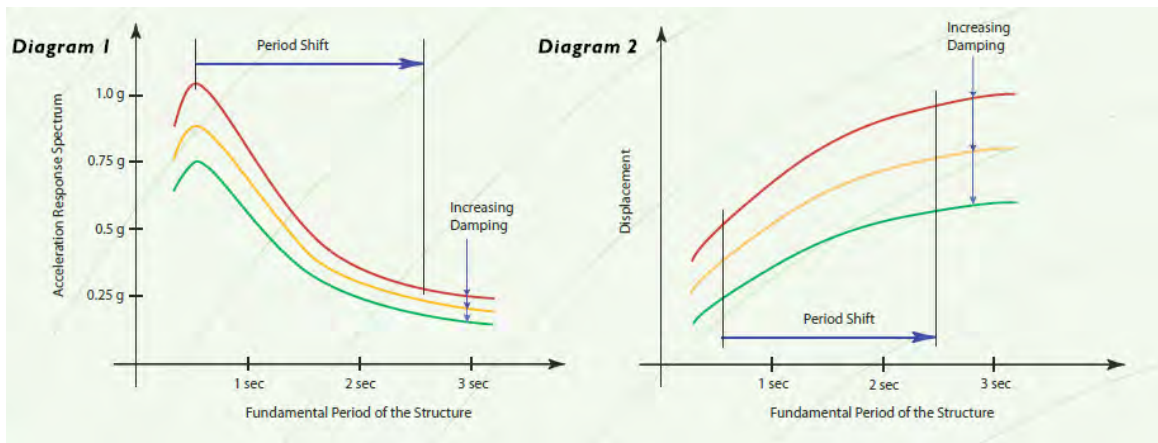
Les équipements spécialisés employés pour atténuer les effets des séismes sur les ponts courants sont généralement des isolateurs sismiques, des amortisseurs ou des transmetteurs de chocs sismiques. Les paragraphes qui suivent dressent un bref portrait des principales caractéristiques de ces trois systèmes. L'attention sera principalement portée, dans le présent rapport, sur les systèmes d'isolation sismique des ponts. En effet, ces systèmes sont les plus performants et sont ceux couramment utilisés pour réduire l'envergure des systèmes conventionnels de résistance aux charges latérales. Quelques cas avec transmetteurs de chocs sismiques seront également analysés.

### 4.1 Les isolateurs sismiques

Les isolateurs sismiques sont des systèmes qui découplent un ouvrage des mouvements du sol en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant la période de son premier mode de vibration. Les dommages induits à une structure par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et la période dominante de la secousse sismique. Pour la majorité des sites de l'Est canadien, cette concordance est relativement forte pour des ponts de conception conventionnelle. De ce fait, l'allongement de la période du premier mode de vibration d'une structure permet de réduire considérablement l'amplitude des accélérations et, par conséquent, des forces qui lui sont transmises.

#### 4.1.1 Rappel théorique

En cas de séisme, un isolateur sismique permet de diminuer la force transmise à une structure, d'abord en allongeant la période de son mode principal de vibration, et ensuite, dans une moindre mesure, en dissipant une certaine quantité d'énergie. Ces phénomènes sont illustrés de façon schématique à la figure 1. Le contrôle des déplacements est un enjeu puisque le fait d'allonger la période du mode principal de vibration signifie aussi augmenter le déplacement horizontal du tablier.



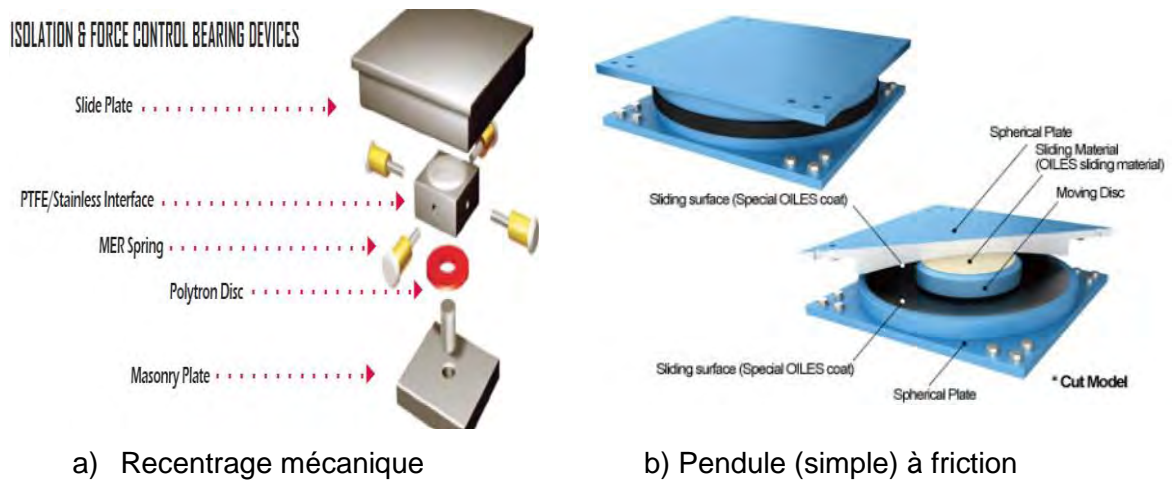
**Figure 1 : Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement d'une structure**

#### 4.1.2 Systemes d'isolation

Les systèmes d'isolation sismique considérés dans cette étude sont les systèmes en élastomère fretté, avec noyau de plomb (voir la figure 2) et certains types d'isolateurs à friction (voir la figure 3). L'étude de ces systèmes représente l'intégration d'au moins six (6) fournisseurs potentiels de systèmes d'isolation sismique aux analyses réalisées dans le cadre de ce mandat.

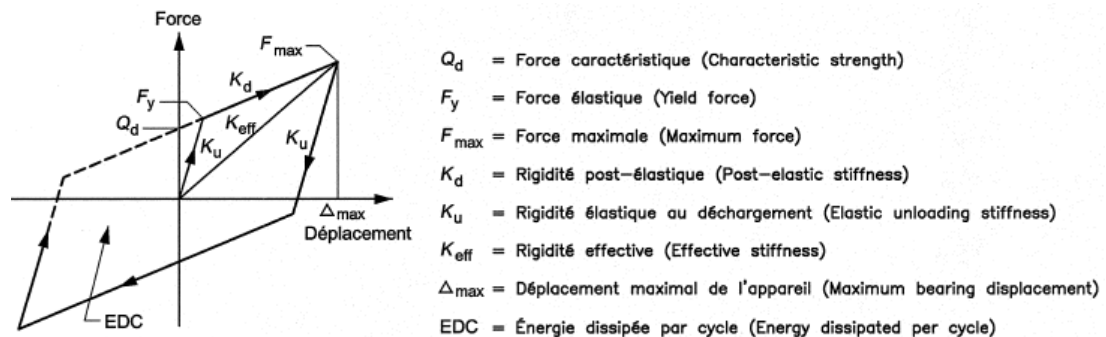


**Figure 2 : Isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb**



**Figure 3 : Isolateurs à friction avec système de recentrage**

Ces types de système d'isolation ont un comportement idéalisé de type bilinéaire qui s'apparente à celui illustré à la figure 4. Ce comportement, caractérisé par les paramètres illustrés sur cette figure, est expliqué en détail par Dion (2010). Pour la suite de cette étude, retenons simplement que la rigidité latérale du système est fonction du module de cisaillement de l'élastomère et du diamètre du noyau de plomb, pour le système en élastomère, et de la rigidité du système de recentrage (ressorts métalliques ou polyéther-uréthanes) une fois le glissement amorcé, dans le cas du système à friction. Aussi, notons que la dissipation d'énergie associée à un cycle de mouvement correspond à la surface comprise à l'intérieur de la boucle d'hystérésis (voir la figure 4).



**Figure 4 : Comportement de type bilinéaire**

## 4.2 Les amortisseurs visqueux

Les amortisseurs visqueux (voir la figure 5) sont usuellement employés pour filtrer l'énergie contenue dans les hautes fréquences de la secousse sismique. Souvent couplés à des systèmes d'isolation sismique, ils permettent l'apport d'une quantité d'amortissement supplémentaire à celle fournie par ces derniers. Le mécanisme d'amortissement de ces systèmes est une fonction de la vitesse de déplacement, contrairement aux isolateurs sismiques dont la dissipation d'énergie est reliée au déplacement. Cette caractéristique ajoute à la complémentarité des deux systèmes.

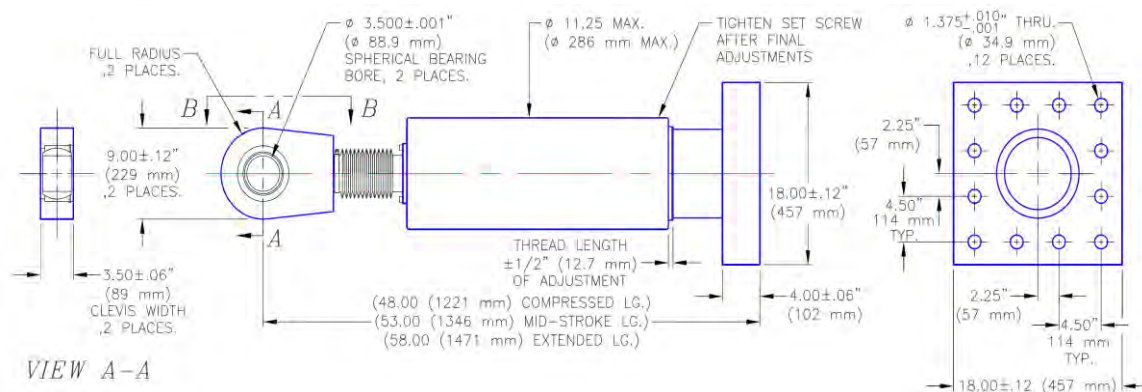


Figure 5 : Amortisseur visqueux

## 4.3 Les transmetteurs de chocs sismiques

Les transmetteurs de chocs sismiques sont des systèmes similaires aux amortisseurs visqueux, mais leur comportement est fondamentalement différent. En effet, leur rôle n'est pas d'amortir, mais plutôt de bloquer la translation du tablier, avec un déplacement minime. Ils permettent ainsi de transmettre les charges sismiques à un certain nombre d'unités de fondation choisies. Les transmetteurs de chocs sismiques sont actifs exclusivement lorsqu'ils sont soumis à une demande en déplacement rapide. Ce type d'équipement ne transmet aucun effort causé par des sollicitations lentes, telles que les mouvements dus aux effets thermiques.



## 5. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Dans le cadre du premier volet du mandat réalisé en 2011, une étude paramétrique a été réalisée afin de cibler les cas à étudier, de manière plus détaillée, dans une étape subséquente du projet. L'intégralité de cette étude est présentée à l'annexe A, et les lignes qui suivent en résument les principales observations.

Les conditions favorables à la rentabilité de l'isolation parasismique des ponts sont les suivantes :

- Zone de sismicité élevée;
- Ouvrage rigide, donc généralement de faible hauteur;
- Pont de secours;
- Déplacements permis suffisamment importants pour augmenter significativement la période de vibration;
- Sol de bonne qualité;
- Amortissement élevé du système;
- Tablier lourd (poutres en béton armé ou précontraint).

Globalement, la rigidité des unités de fondation, l'envergure des déplacements acceptés entre le tablier et les fondations, l'importance du pont, l'intensité de la secousse sismique et le poids linéaire du tablier sont les paramètres ayant la plus grande influence sur le potentiel de rentabilité de l'isolation sismique.



## 6. CARACTÉRISTIQUES DES PONTS ÉTUDIÉS

Considérant les résultats obtenus lors de l'étude paramétrique, l'étude détaillée (qui constitue le second volet du projet) a débuté par la sélection de ponts visant à représenter le parc d'infrastructures du ministère des Transports du Québec. Sélectionnés en collaboration avec le Ministère, ces ponts se définissent par une géométrie et un ensemble de paramètres. Les géométries retenues, qui sont identifiées « types 1, 2 et 3 » dans ce qui suit, sont présentées à la figure 6, alors que les ensembles de paramètres sont donnés au tableau 1.

À titre d'exemple, un pont de type 1-A(i) est un pont à deux travées (géométrie type 1) conçu selon l'ensemble de paramètres A (pont de secours, construit à Montréal sur fondations superficielles).

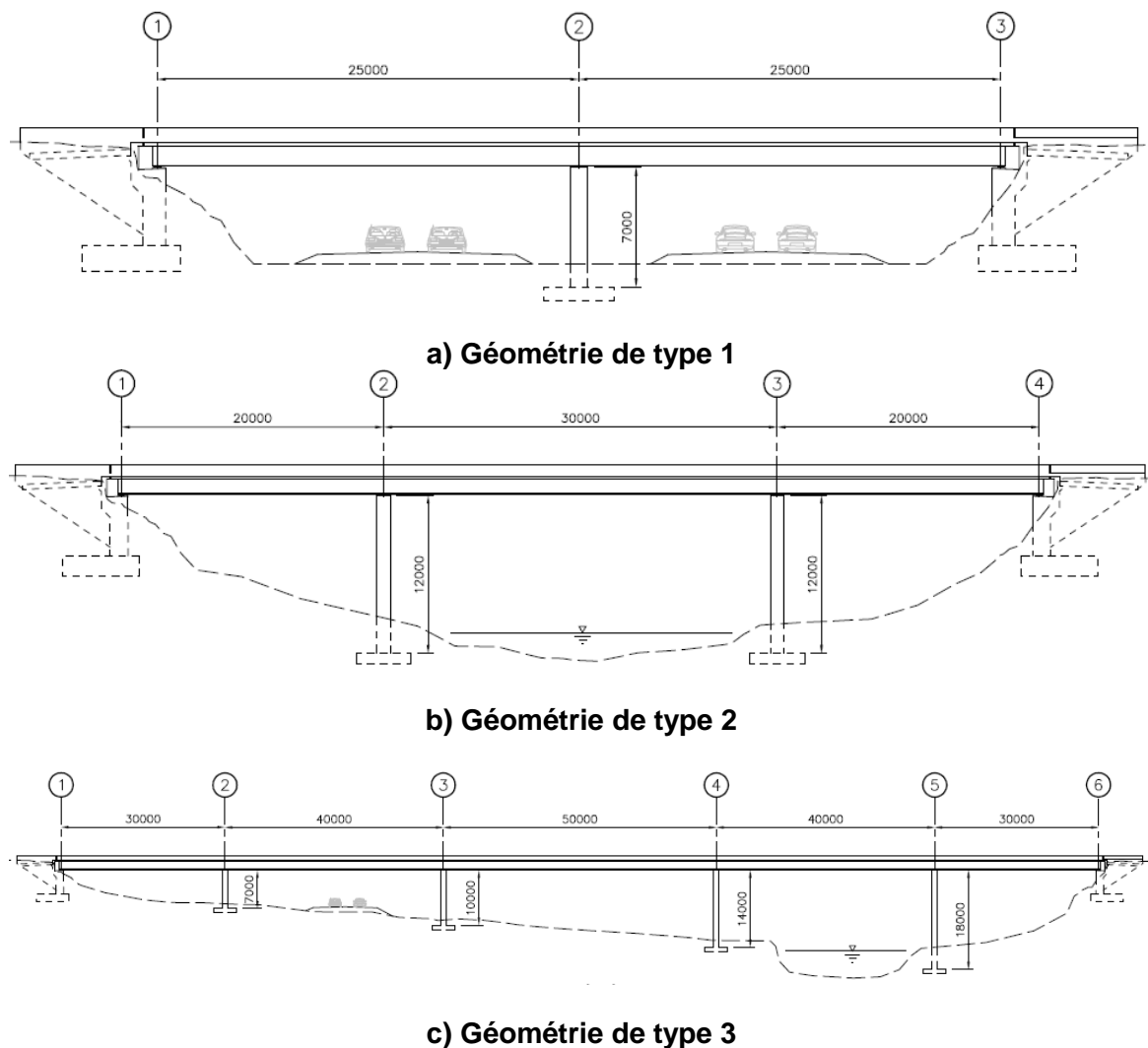


Figure 6 : Géométries des ponts considérées dans cette étude

**Tableau 1 : Ensembles de paramètres considérés dans cette étude**

Paramètre	A	B	C	D	E	F
Localité	Montréal	La Malbaie	Rivière-du-Loup	Montréal	La Malbaie	La Malbaie
Catégorie d'importance	Secours	Secours	Secours	Urgence	Urgence	Autre
Appui fondation	(i) Roc, (ii) Pieux	(i) Roc, (ii) Pieux	(i) Roc, (ii) Pieux	Roc	Roc	Roc

Notons que le pont de type 1-A(i) est celui utilisé dans ce rapport pour illustrer la démarche suivie pour l'ensemble des ponts étudiés. Ce pont est également celui utilisé pour réaliser l'analyse probabiliste détaillée permettant d'estimer les coûts de réparation suite aux séismes (voir la section 9). Mentionnons que ce pont présente l'avantage d'être peu complexe, en ayant notamment une seule pile, ce qui permet d'extrapoler les résultats tirés de l'analyse détaillée de son endommagement aux autres variantes de ponts analysées.

Aux combinaisons de paramètres présentées au tableau 1 s'ajoutent diverses variantes liées à des choix de conception usuellement faits au cours du processus d'élaboration des plans et devis d'un projet (voir le tableau 2), dont, entre autres, le type de tablier, le nombre de modules des joints de dilatation et les fixités du tablier aux unités de fondations.

**Tableau 2 : Paramètres choisis par le concepteur**

Paramètres	Type de tablier	Fixités du tablier	Nombre modules joints	SRFS

Les ponts ont finalement été dimensionnés avec et sans équipements spécialisés (isolateurs, amortisseurs, transmetteurs de chocs). Le tableau 3 résume les combinaisons de paramètres étudiées et les choix de conception y étant associés.

**Tableau 3 : Combinaisons de paramètres considérés dans cette étude**

Géométrie (voir figure 6)	Ensemble de paramètres propres à un projet				Paramètres choisis par le concepteur			
	(voir tableau 1)	Localité	Importance de la structure	Fondations	Type de tablier	Fixités du tablier	Nombre modules joints	SRFS <sup>(1)</sup>
1	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	1	conv
1	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	1	isolé
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	1	conv
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	1	isolé
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Roc	léger	pile 2	1	conv
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Roc	léger	pile 2	1	isolé
1	D	Montréal	Urgence	Roc	léger	pile 2	1	conv
1	D	Montréal	Urgence	Roc	léger	pile 2	1	isolé
1	E	La Malbaie	Urgence	Roc	léger	pile 2	1	conv
1	E	La Malbaie	Urgence.	Roc	léger	pile 2	1	isolé
1	F	La Malbaie	Autre	Roc	léger	pile 2	1	conv
1	F	La Malbaie	Autre	Roc	léger	pile 2	1	isolé
1	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	conv
1	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	isolé
1	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	conv
1	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	isolé
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	conv
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	isolé
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	2	isolé
1	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	conv
1	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	isolé
1	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2	2	isolé
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	conv
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	isolé
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2	2	isolé
2	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	2	conv
2	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	2	isolé
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	2	conv
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	2	isolé
2	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	2	conv
2	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	2	isolé
2	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	2	conv
2	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	2	isolé
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	2	conv

Rapport final  
 Utilisation d'équipements parasismiques  
 sur les ponts conventionnels à multiples travées

Géométrie (voir figure 6)	Ensemble de paramètres propres à un projet				Paramètres choisis par le concepteur			
	(voir tableau 1)	Localité	Importance de la structure	Fondations	Type de tablier	Fixités du tablier	Nombre modules joints	SRFS <sup>(1)</sup>
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	2	isolé
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	3	isolé
2	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	2	conv
2	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	2	isolé
3	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	3	conv
3	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	3	isolé
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2 et 3	3	conv
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2 et 3	3	isolé
3	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	3	conv
3	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	3	isolé
3	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	3	conv
3	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	3	isolé
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	3	conv
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	3	isolé
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	4	isolé
3	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	conv
3	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	isolé
3	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	conv
3	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	isolé
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	TCS <sup>(2)</sup>
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	3	TCS <sup>(2)</sup>

(1) : SRFS : Système de Résistance aux Forces Sismiques.

(2) : TCS : Transmetteur de chocs sismiques.

## 7. DIMENSIONNEMENT DES PONTS ÉTUDIÉS

Les ponts décrits à la section précédente ont été dimensionnés conformément au Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6) et au *Manuel de conception des structures* du ministère des Transports du Québec. Pour ce faire, les États Limites Ultime (ÉLU), les États Limites de Fatigue (ÉLF) et les États Limites de Service (ÉLS) ont été considérés, incluant, sans s'y limiter, la résistance des éléments, l'amplitude des variations de contraintes dans l'acier, les vibrations du tablier et la fissuration des unités de fondation. Lorsqu'applicables, les hypothèses faites quant aux critères de dimensionnement retenus sont énoncées dans les sections concernées du présent rapport. Les principales caractéristiques des ponts ainsi dimensionnés sont données à l'annexe B. Notamment, le pont de type 1-A(i) dimensionné selon la méthodologie décrite dans cette section possède un tablier de type dalle sur poutres d'acier d'une largeur de 11,9 mètres. Il comprend deux travées de 25 mètres chacune. La pile centrale compte trois colonnes à section circulaire d'une hauteur de sept (7) mètres.

### 7.1 Conception des tabliers

Les tabliers des ponts étudiés ont été conçus pour supporter les charges permanentes (pavage, chasse-roues, glissières, dalle, poutres, diaphragmes) et les surcharges (CL-625) et leurs combinaisons, prescrites aux documents cités précédemment. Deux alternatives de tabliers ont été considérées, soit un tablier léger (poutres en I en acier) et un tablier lourd (poutres NEBT). La conception de ces deux types de tablier a été faite pour les trois géométries de ponts présentées précédemment.

La conception des tabliers des ponts a été réalisée à l'aide de modèles numériques développés avec le logiciel d'analyse CSi-Bridge et le programme d'analyse (chiffriers numériques) Mathcad. D'abord, les efforts sollicitant chacun des ponts et la période de vibration du premier mode de flexion verticale de ceux-ci ont été déterminés par des analyses réalisées sur les modèles numériques. Pour l'analyse aux ÉLU, les efforts obtenus ont été pondérés selon les combinaisons des cas de chargements prescrits par la norme CAN/CSA S6-06. Les chiffriers Mathcad ont ensuite été utilisés pour dimensionner et vérifier la résistance des sections choisies. Quant aux ÉLF, l'amplitude des variations de contrainte dans l'acier, sous le passage des charges mobiles, a été limitée aux valeurs permises par la norme. Pour l'analyse aux ÉLS, le critère de vibration choisi est celui correspondant à une circulation piétonnière occasionnelle. Un processus itératif a alors permis d'obtenir une conception optimisée répondant à l'ensemble des critères relatifs aux ÉLU, ÉLF et ÉLS susmentionnés.

L'ouverture des joints de tablier a été calculée conformément aux prescriptions anticipées dans la version de la norme CAN/CSA S6-14 à paraître en mars 2015. Cette édition de la norme a été utilisée puisque l'édition actuelle de celle-ci ne prescrit pas la procédure à suivre pour combiner l'effet des séismes aux effets de la température à l'égard de l'ouverture des joints. Mentionnons que l'édition actuelle de la norme à paraître en mars 2015 a été fournie à CIMA+ par Polytechnique Montréal.

Un exemple de note de calculs pour la conception du tablier du pont de type 1-A(i) est présenté à l'annexe C.

## 7.2 Conception des fondations

Les unités de fondation ont été conçues pour supporter les combinaisons de charges gravitaires et sismiques prévues dans l'édition actuelle de la norme CAN/CSA S6. La conception des fondations a été réalisée à l'aide de modèles numériques développés sur les logiciels d'analyse CSi-Bridge et Group 8.0, de chiffriers développés sur le programme d'analyse numérique Mathcad et de la calculatrice de béton armé du logiciel SAFI. D'abord, les efforts sollicitant chacun des ponts ont été déterminés par les analyses réalisées sur les modèles numériques. Pour l'analyse aux ÉLU, les efforts obtenus ont été pondérés selon les combinaisons des cas de chargements prescrits par l'édition actuelle de la norme CAN/CSA S6.

Tel qu'indiqué au tableau 1, les ponts ont été dimensionnés sur fondations superficielles (Roc) et sur fondations profondes (Pieux). L'intérêt de considérer les deux cas réside d'abord dans l'importante différence de coûts entre les deux systèmes de fondations, et ensuite, dans la sensibilité marquée du comportement dynamique des ouvrages selon le type de fondation considéré.

### 7.2.1 Approche utilisée pour la conception

Les charges sismiques et la philosophie de conception prévues par la norme CAN/CSA S6-14 (à paraître en mars 2015) sont significativement différentes des prescriptions apparaissant à l'édition actuelle de cette norme. Dans le cadre de cette étude, les charges sismiques pour la récurrence 1:2475 ans (voir la figure 7) et la méthodologie prévues à la norme CAN/CSA S6-14 ont été utilisées de manière à maximiser l'intérêt du travail réalisé. Les fondations ont donc été dimensionnées avec une approche basée sur la performance (*Performance-Based Design*). Selon cette approche, la conception des différents éléments se fait pour un niveau de performance donné, selon, notamment, l'importance de l'ouvrage et l'importance des éléments considérés en regard de la stabilité de l'ouvrage. Différents critères de performance sont ainsi associés à des événements de différentes probabilités d'occurrence.

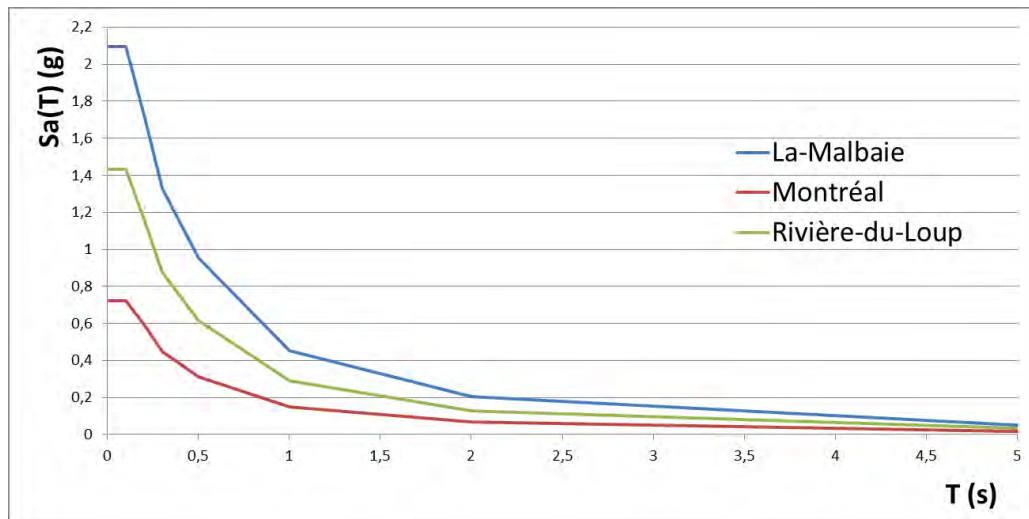


L'annexe D présente les extraits de la norme CAN/CSA S6-14 utilisés en référence, lesquels ont été rendus disponibles, tel que mentionné précédemment, par Polytechnique Montréal, et ce, aux fins de l'étude présentée dans ce rapport.

Pour simplifier l'étude de cas, et de façon générale, seuls les critères de performance associés à l'événement de récurrence 1:2475 ans ont été considérés pour le dimensionnement des piles. Cependant, le comportement des ponts de types 1-A(i), 1-B(i) et 1-C(i) a été analysé sous les séismes de récurrence 1 :975 ans et 1 :475 ans (voir les spectres à l'annexe E) de manière à obtenir une référence sur la demande en déplacement du tablier. Cette référence est notamment nécessaire pour établir les hypothèses de travail à retenir pour sélectionner les propriétés des isolateurs sismiques et le nombre de modules des joints d'expansion pour les cas étudiés (voir le tableau 3). Par exemple, la norme CAN/CSA S6-14 permet (sous certaines conditions) l'endommagement du joint d'expansion d'un pont de « Secours » sous le séisme de récurrence 1:2475 ans : il est donc nécessaire d'évaluer la demande en déplacement produite par le séisme de récurrence 1 :975 ans pour dimensionner les isolateurs et le joint pour ce type de pont (secours).

Les propriétés des isolateurs sismiques sont alors choisies de manière à contrôler cette demande en déplacement (1 :975 ans) à une valeur donnée (qui permet d'éviter l'endommagement des éléments du pont), tout en respectant les critères de performance associés à l'événement 1 :2475 ans. La valeur du déplacement alloué sous la demande causée par le séisme de récurrence 1 :975 ans est établie en tenant compte de la combinaison des déplacements dus aux charges thermiques, de telle manière que la sommation des déplacements, selon les pondérations applicables, totalise l'ouverture du joint choisi. À cet effet, les déplacements produits par le séisme de récurrence 1 :975 ans ont été combinés à 50 % des déplacements dus aux charges thermiques et à 100 % des déplacements dus au retrait. Cette procédure a été discutée et choisie en accord avec les intervenants au dossier en l'absence de prescriptions de la norme CAN/CSA S6-06 à cet effet. Cependant, les prescriptions de la norme CAN/CSA S6-14 qui ont été rendues disponibles dernièrement (article 4.10.6, 2<sup>e</sup> paragraphe) diffèrent quelque peu de cette hypothèse. En effet, la combinaison utilisée dans le cadre de cette étude pour le séisme de récurrence 1 :975 ans s'applique plutôt à la demande 1 :2475 ans, alors que pour le séisme de récurrence 1 :975 ans, on prescrit la combinaison des déplacements dus à la demande sismique à 100 % des déplacements dus aux charges thermiques et au retrait.

Dans tous les cas, et en accord avec les préoccupations exprimées par le Ministère pour des considérations de durabilité, le nombre de modules des joints d'expansion est conservé au minimum possible.



**Figure 7 : Spectres de réponse CAN/CSA S6-14 (1:2475 ans)  
des localités considérées**

#### 7.2.1.1 Hypothèses et simplifications

D'autres hypothèses et simplifications utilisées dans le cadre de cette étude sont données ci-dessous :

- Les spectres de réponse associés aux événements de probabilité d'occurrence 1 :975 ans et 1 :475 ans, pour les trois localités étudiées, sont tirés de l'édition 2010 des valeurs produites par la Commission Géologique du Canada (CGC) (voir l'annexe E). En effet, au moment de réaliser l'étude, les valeurs des ordonnées spectrales prévues pour la norme CAN/CSA S6-14 n'étaient pas disponibles.
- Dans tous les cas, les spectres de réponse correspondant à la catégorie d'emplacement « C » ont été utilisés.
- La contribution des unités de fondation « mobiles » (ne reprenant théoriquement pas d'efforts horizontaux) à la résistance aux charges latérales (par friction et déformée élastique des appareils d'appui « mobiles ») a été négligée.
- L'effet des basses températures n'a pas été considéré dans le dimensionnement des isolateurs sismiques et des unités de fondation.
- Les ponts conçus avec isolateurs sismiques ont été dimensionnés en considérant que seule la direction longitudinale est isolée. Cette simplification a été faite, car l'isolation de la direction transversale a généralement peu d'influence sur le dimensionnement des fondations. Aussi, pour certaines géométries de ponts, l'isolation de la direction transversale du pont peut en complexifier le comportement aux extrémités.

Soulignons que la conception des fondations, notamment la rigidité des piles, a une influence importante sur le comportement dynamique des ponts. En effet, pour les ponts de construction conventionnelle, la rigidité des piles confère à l'ouvrage la presque totalité de sa flexibilité latérale. Pour les ponts conçus avec isolateurs sismiques, la flexibilité des piles contribue dans une moindre mesure, mais tout de même de manière importante, à la flexibilité latérale de l'ouvrage (voir la figure 8). À cet égard, l'inertie effective des piles en flexion utilisée dans les analyses varie entre  $0,55I_g$  et  $0,70I_g$ , et ce, selon les niveaux d'efforts et les ratios d'armature longitudinale requis.

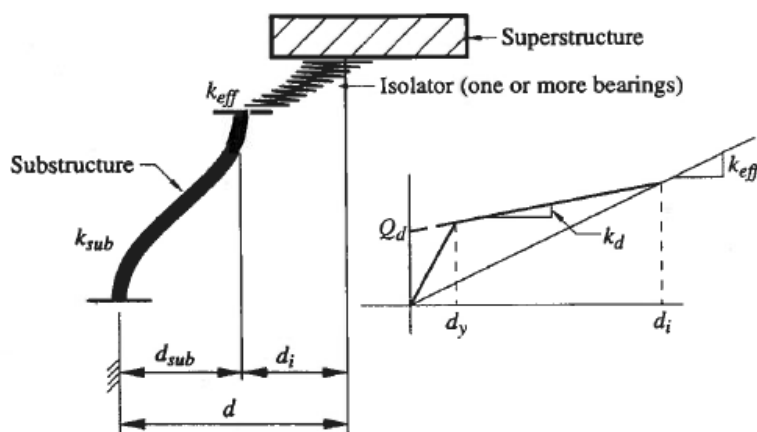


Figure 8 : Composantes du déplacement dû aux charges latérales

Finalement, les éléments constituant les fondations ont été conçus en considérant que :

- Les **appareils d'appui** considérés sont des élastomères frettés de dimensions rectangulaires. Leur dimensionnement en plan (superficie) a été fait en considérant les efforts de compression causés par les charges permanentes et totales et en limitant les contraintes sous ces deux cas de chargement aux valeurs permises par la norme. L'épaisseur des appareils d'appui a été choisie pour permettre les mouvements longitudinaux sous les charges thermiques et les rotations causées par les charges gravitaires.
- Les **chevêtres** ont été dimensionnés, notamment, par la méthode des bielles et tirants. Leur conception assure la reprise des efforts de flexion et de cisaillement causés par les différents cas de chargement prévus à la norme CAN/CSA S6-06 .

- Le dimensionnement des **colonnes** a été fait en considérant les deux cas suivants : l'effort de flexion maximal combiné à l'effort axial concomitant et l'effort axial maximal combiné à l'effort de flexion concomitant. La calculatrice de sections du logiciel SAFI a été utilisée pour générer les courbes de résistance en compression-flexion des colonnes. La sollicitation obtenue des analyses réalisées sur le modèle numérique est indiquée sur ces courbes. Un exemple des principaux résultats de cette analyse est donné à l'annexe F.
- Les **semelles, pour les cas où celles-ci sont appuyées sur le roc**, ont été dimensionnées pour l'état limite de stabilité et le respect de la limite de contraintes appliquées au sol. Un chiffrier Mathcad a servi aux vérifications de stabilité et au calcul des contraintes appliquées au sol en utilisant les efforts de compression et de flexion obtenus du modèle numérique.
- Les **semelles, pour les cas avec fondations profondes**, ont été dimensionnées en utilisant notamment la méthode des bielles et tirants.
- Les **pieux, pour les cas avec fondations profondes**, ont été dimensionnés en considérant les effets de l'interaction sol-structure, laquelle a été intégrée notamment par la méthode des différences finies, via le logiciel Group 8.0, de Ensoft.
- L'analyse du comportement dynamique, pour les cas avec fondations profondes, prend en compte l'interaction sol-structure, laquelle a généralement été intégrée aux modèles numériques par la méthode détaillée à la section 7.2.2 (Interaction sol-structure pour les cas avec fondations profondes).

Un exemple de note de calculs pour la conception des fondations (pour le pont de type 1-A(i)) est présenté à l'annexe F. Les résultats détaillés du dimensionnement de quelques ponts, incluant les propriétés des isolateurs spécifiques à chaque cas, sont présentés à l'annexe B. La nomenclature présentée à la figure 4 a été utilisée pour décrire les propriétés des isolateurs.

## 7.2.2 Interaction sol-structure pour les cas avec fondations profondes

Les ponts construits par le MTQ sur des sites dont la catégorie d'emplacement, définie conformément à la norme CAN/CSA S6-14, correspond à C, D ou E sont, dans une proportion importante, construits sur des fondations profondes. Pour ces cas, la modélisation de l'interaction sol-structure permet de réaliser le dimensionnement des pieux en étudiant convenablement l'effet de la retenue latérale des pieux par le sol. De manière également importante, l'intégration de l'interaction sol-structure aux analyses dynamiques modifie la réponse de l'ouvrage global, et donc les efforts utilisés pour le dimensionnement. En effet, les piles sur fondations profondes sont généralement plus souples que les piles appuyées au roc, une certaine flexibilité en translation et en rotation étant induite au niveau de la semelle. Pour analyser les effets de l'interaction sol-structure dans le cadre de cette étude, un sol commun aux sites nécessitant l'emploi de fondations profondes a été retenu. Il s'agit d'un silt argileux ayant les caractéristiques décrites au tableau 4.

**Tableau 4 : Propriétés du sol**

Profondeur (m)	Poids volumique effectif (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion non drainée (kN/m <sup>2</sup> )	Angle de friction (°)	Module p-y, k (kN/m <sup>3</sup> )	Déformation à 50 % de la contrainte (mm/mm)	Friction latérale unitaire à l'ultime (kN/m <sup>2</sup> )	Résistance en pointe unitaire à l'ultime (kN/m <sup>2</sup> )
0	7,5	5	26	4000	0,02	25	25
10	7,5	5	26	25000	0,02	25	25

Une procédure simplifiée a permis l'analyse de l'interaction sol-structure pour l'ensemble des cas sur fondations profondes détaillés au tableau 3. Cette procédure, expliquée dans les lignes qui suivent, a été validée par quelques analyses plus exhaustives réalisées sur un modèle numérique intégrant les fondations profondes (voir section 7.2.2.2).

### 7.2.2.1 *Méthode simplifiée*

Un ensemble de ressorts en translation et en rotation ont été appliqués aux bases des colonnes. Les étapes de cette méthodologie simplifiée sont décrites comme suit :

- D'abord, les valeurs du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de la charge axiale à la base des colonnes sont tirées de l'analyse du modèle numérique sur base fixe.
- Un dimensionnement préliminaire des pieux est fait avec les efforts ainsi obtenus.

- Les rigidités latérales et verticales au niveau de la tête des pieux ( $k_{vv,i}$  et  $k_{hh,i}$ ) ont été calculées par la méthode des différences finies.
- Les corrélations provenant de Chen (2000, voir équations 1 à 5) ont été utilisées pour obtenir les constantes de ressorts en translation et en rotation.

$$[1] \quad K_{G,x} = \sum_{i=1}^N K_{hh,i}$$

$$[2] \quad K_{G,y} = \sum_{i=1}^N K_{hh,i}$$

$$[3] \quad K_{G,z} = \sum_{i=1}^N K_{vv,i}$$

$$[4] \quad K_{G,yy} = \sum_{i=1}^N K_{vv,i} \cdot x_i^2$$

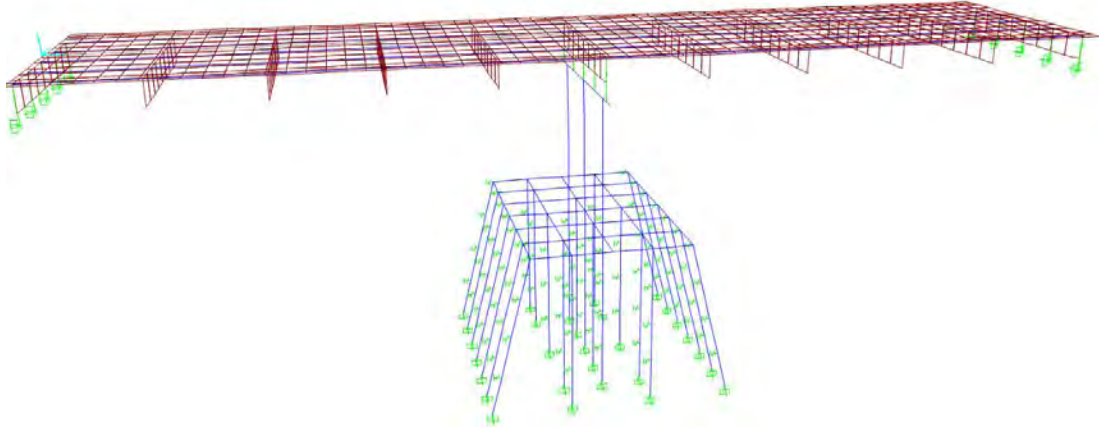
$$[5] \quad K_{G,xx} = \sum_{i=1}^N K_{vv,i} \cdot y_i^2$$

- Ces ressorts ont été ajoutés à la base des colonnes sur les modèles numériques, en remplacement des bases fixes.
- De nouvelles analyses des ponts incluant la flexibilité des fondations ont été réalisées sur les modèles numériques. Lorsque requises selon les nouveaux efforts obtenus, des itérations supplémentaires ont été faites pour optimiser la quantité de pieux et leurs dimensions.

#### 7.2.2.2 Vérification de la méthode simplifiée par une modélisation détaillée

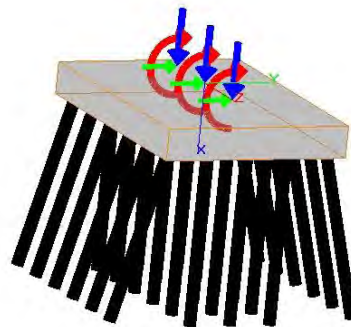
Pour valider la méthodologie utilisée pour l'ensemble des cas étudiés sur fondations profondes, les fondations des ponts types 1-A(ii), 1-B(ii) et 1-C(ii) ont été dimensionnées selon un processus itératif d'analyses réalisées sur des modèles 3D.

La modélisation de la fondation profonde dans CSi-Bridge (voir la figure 9) a été faite comme suit : un grillage d'éléments rigides a été utilisé pour représenter la semelle, tandis que des éléments poutres verticaux constituent les pieux. Des éléments ressorts linéaires ont été distribués le long des éléments poutres verticaux représentant les pieux.



**Figure 9 : Modèle numérique incluant les fondations profondes**

D'une manière analogue à la procédure décrite pour la méthode simplifiée, une première analyse a été faite sur CSi-Bridge pour l'obtention de l'effort tranchant, du moment fléchissant et de la charge axiale appliqués à la base des piles. Ces efforts ont été appliqués au modèle 3D de la fondation profonde construit dans Group 8.0 (voir la figure 10), dans lequel les propriétés des sols données au tableau 4 ont été intégrées. Les courbes force-déformation, p-y, (voir la figure 11) obtenues des analyses par différences finies ont été utilisées pour choisir les constantes des ressorts en translation appliqués pour la retenue latérale des pieux. Les analyses du modèle global intégrant les ressorts ainsi dimensionnés ont généré de nouveaux efforts à la base des piles, lesquels ont été appliqués à la semelle du modèle construit dans Group 8.0. Quelques itérations ont finalement permis la convergence des résultats.



**Figure 10 : Exemple de modélisation des fondations profondes dans Group 8.0**

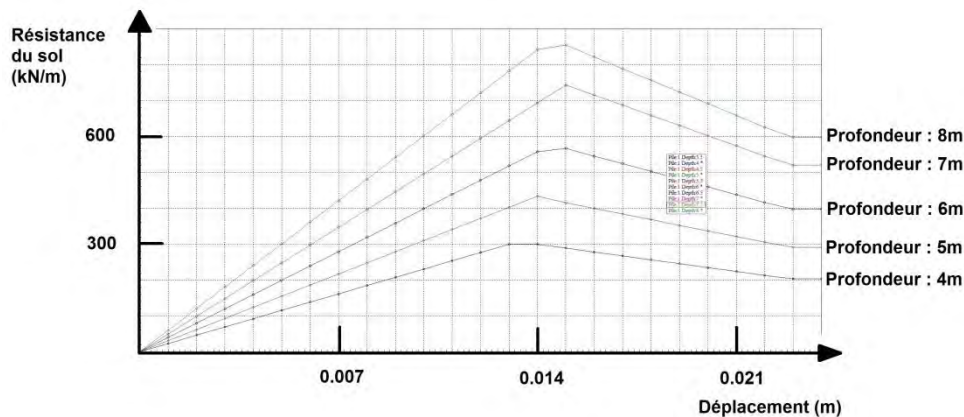


Figure 11 : Exemple de courbes p-y obtenues dans Group 8.0

Enfin, les résultats de l'analyse de ce modèle ont été obtenus et comparés avec les résultats provenant de la méthode simplifiée (voir le tableau 5).

Tableau 5 : Comparaison des modèles

	Modèle simplifié	Modèle détaillé
Moment à la base des colonnes	4 520 kNm	4 610 kNm
Déplacement du tablier	34,5 mm	36,6 mm
Période naturelle du 1 <sup>er</sup> mode	0,84 s	0,89 s

Les analyses ont confirmé les résultats similaires obtenus par les deux méthodes. En effet, les écarts dans les valeurs provenant des analyses réalisées selon les deux méthodologies sont tous inférieurs à 10 %.

### 7.2.3 Ponts conçus de manière conventionnelle

Les fondations des ponts de conception conventionnelle ont été dimensionnées, dans un premier temps, avec une réserve en ductilité correspondant à  $R = 3,0$  (approche *force-based design*). Des analyses spectrales multimodales, des analyses statiques de poussée et des analyses temporelles non linéaires ont ensuite permis d'obtenir, de manière itérative, le dimensionnement final des unités de fondations, selon l'approche *performance-based design* citée précédemment. Notons que la réserve en ductilité correspondante ( $R$ ) en translation et en rotation variait pour tous les cas entre 3 et 4. Notons également que la conception des semelles prend en compte la surrésistance de la rotule plastique pour les cas conçus de manière conventionnelle.



#### 7.2.4 Ponts conçus en utilisant des isolateurs sismiques

Les fondations des ponts de conception isolée ont été dimensionnées, dans un premier temps, pour demeurer élastiques ( $R = 1,0$ ), selon l'approche *force-based design*. Des analyses spectrales multimodales et des analyses temporelles non linéaires ont ensuite été utilisées pour leur dimensionnement final, selon l'approche *performance-based design*.



## 8. ESTIMATION DES COÛTS DE CONSTRUCTION DES PONTS

Rappelons que l'objectif de cette étude est d'évaluer la rentabilité de l'isolation sismique en comparant les coûts sur le cycle de vie des ponts conçus de manière conventionnelle à ceux des mêmes ponts, mais conçus en utilisant l'isolation sismique comme moyen de mitigation des effets des tremblements de terre. La première étape de cette analyse des coûts sur le cycle de vie est l'estimation des coûts de construction, laquelle fait l'objet de la présente section.

L'estimation sommaire des coûts de construction des ponts de type 1-A(i), à tablier léger, de conception conventionnelle, est présentée, à titre d'exemple, au tableau 6, et celle du même pont de conception isolée est présentée au tableau 7.

Pour ces estimations, la *Liste des prix suggérés 2014 – Construction et réparation* fournie par le MTQ a été utilisée comme référence, de même que certains prix obtenus pour des projets comparables réalisés par CIMA+ au cours des dernières années. Le coût de construction estimé pour le pont de type 1-A(i) (conventionnel) est de **1 765 314 \$**, alors que le coût estimé, pour le même pont conçu avec des isolateurs sismiques, est de **1 754 549 \$**. Ces coûts incluent les contingences et l'organisation de chantier.

Le pourcentage des contingences de construction a été établi à 10 % et l'organisation de chantier a été évaluée à 15 % des coûts de construction des ponts. L'estimation sommaire des coûts de construction de l'ensemble des ponts considérés dans cette étude est présentée à l'annexe G, et l'estimation détaillée de certains cas sélectionnés est présentée à l'annexe H.

**Tableau 6 : Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A(i) (conventionnel)**

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>101 593 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	28 133 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>211 837 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>141 225 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 765 314 \$</b>

**Tableau 7 : Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A(i) (isolé)**

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>92 981 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>210 545 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>140 363 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 754 549 \$</b>

Note : La différence de coûts illustrée pour ce cas n'est pas représentative de l'ensemble des cas étudiés. Consulter l'annexe G pour l'ensemble des coûts estimés.

## 8.1 Hypothèses et simplifications

Les coûts de construction estimés n'incluent pas l'influence des variations de coûts qui peuvent être observées d'une région à l'autre (coûts des matériaux, coûts de mobilisation et démobilitation, coûts de main-d'œuvre, gestion de la circulation, etc.).

## 9. ÉVALUATION DES DOMMAGES CAUSÉS PAR LES SÉISMES PROBABLES

Cette section présente l'approche retenue pour évaluer l'endommagement des ponts suite aux séismes probables auxquels les ponts considérés dans cette étude pourraient être exposés sur leur durée de vie. Il s'agit essentiellement, dans un premier temps, d'obtenir les courbes de fragilité des différents éléments des ponts qui sont susceptibles de subir des dommages lors d'un séisme. Ces courbes sont décrites à la section 9.2. Ces dernières seront ensuite combinées aux courbes d'aléa sismique d'une localité pour déterminer l'envergure des réparations prévues pour les ponts étudiés construits dans une localité donnée, et ce, suite aux séismes probables (sur une période de 75 ans). Afin d'illustrer l'approche retenue, laquelle constitue une analyse de type probabiliste, l'étude de la variante conventionnelle du pont 1-A(i) est réalisée dans ce qui suit. À titre de rappel, le pont de type 1-A(i) à tablier léger possède un tablier de type dalle sur poutres d'acier d'une largeur de 11,9 mètres. Il comprend deux travées de 25 mètres chacune. La pile centrale compte trois colonnes à section circulaire d'une hauteur de sept mètres.

### 9.1 Modèle numérique pour l'analyse non linéaire

Le pont de type 1-A(i) sélectionné pour la réalisation des analyses non linéaires présente l'avantage d'être peu complexe, en ayant notamment une seule pile, ce qui permet d'extrapoler les résultats tirés de son analyse aux autres variantes de ponts considérées à la section 6. Tel qu'indiqué au tableau 1, le pont de type 1-A(i) est un pont de « Secours ». Le dimensionnement de ce pont a donc été fait pour que cet ouvrage demeure ouvert à toute circulation suite à un séisme de probabilité d'occurrence 1 :975 ans. En conséquence, l'endommagement des joints et murs garde-grèves a été prohibé.

Les analyses dynamiques incrémentales (IDA) décrites à la section 9.2.3 ont été effectuées avec le logiciel SeismoStruct (voir la figure 12). Ce logiciel, dont l'utilisation a été recommandée par Polytechnique Montréal, a été sélectionné parce qu'il permet la réalisation d'analyses dynamiques temporelles non linéaires sur des éléments finis de fibres avec une grande efficacité. Avec SeismoStruct, les éléments finis de fibres permettent de modéliser les segments de colonnes dont l'on souhaite caractériser le comportement non linéaire. Les autres éléments sont modélisés et se comportent dans le domaine linéaire élastique.

De manière plus détaillée, les principaux éléments du pont analysé ont été modélisés comme suit :

- les **poutres**, la **dalle**, les **diaphragmes** et les **chevêtres** des piles ont été modélisés avec des éléments de type « poutres-colonnes linéaires élastiques » suivant les recommandations d'Aviram et coll. (2008).
- Les **appareils d'appui** ont été représentés par des éléments « liens sans dimension » ayant un comportement bilinéaire dans la direction longitudinale. Les propriétés de ces éléments (rigidité et force de plastification) ont été choisies en fonction des propriétés retrouvées dans la littérature.
- Les **culées** ont été modélisées par des éléments de type ressort sans dimension et n'offrent aucune restriction dans la direction longitudinale. La contribution des murs garde-grèves n'a pas été prise en compte dans le modèle, tel que mentionné précédemment.
- Les **fondations des piles et des culées** ont été modélisées par des éléments de type ressorts sans dimension. La base de ces éléments a été considérée encastree pour représenter la situation où la fondation prend appui sur le roc.
- Les **colonnes des piles** ont quant à elles été modélisées à l'aide d'éléments de type « poutres-colonnes comportant des rotules plastiques ». Notons que l'inélasticité de ces éléments est concentrée sur la longueur de la rotule plastique. Cette section inélastique est représentée dans le modèle par 214 éléments finis de fibres. Le comportement de chaque fibre est défini par une relation contrainte-déformation uniaxiale non linéaire. L'intégration de l'ensemble de ces éléments finis de fibres permet d'obtenir l'état de contraintes-déformations dans les colonnes. Dans cet élément, la distribution de l'inélasticité est prise en compte par une formulation basée sur les forces, nécessitant la définition de propriétés non linéaires pour représenter le comportement des matériaux. Le béton obéit au modèle de Mander et coll. (1988).

Dans ce modèle, le béton de cœur est considéré comme confiné, tandis que le béton de recouvrement est considéré comme non confiné. La résistance à la compression du béton a été prise égale à 35 MPa. Le modèle de Menegotto-Pinto (1973) a quant à lui permis de décrire le comportement inélastique de l'acier d'armature, lequel a une limite élastique de 400 MPa. La section inélastique ainsi décrite est présentée à la figure 13.

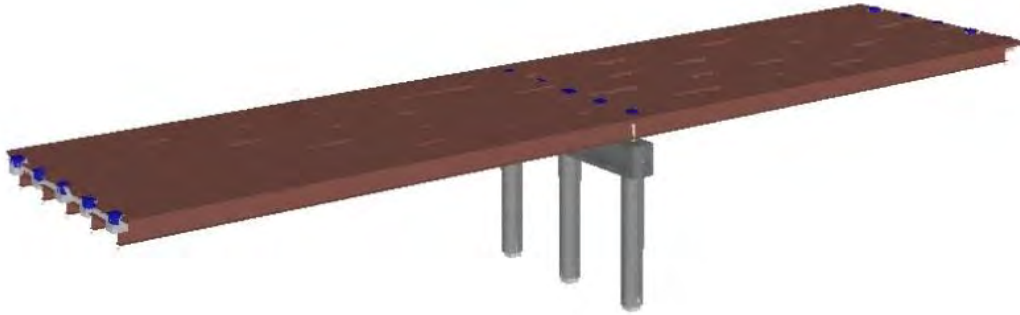


Figure 12 : Modèle du pont de type 1-A(i) réalisé à l'aide du logiciel SeismoStruct

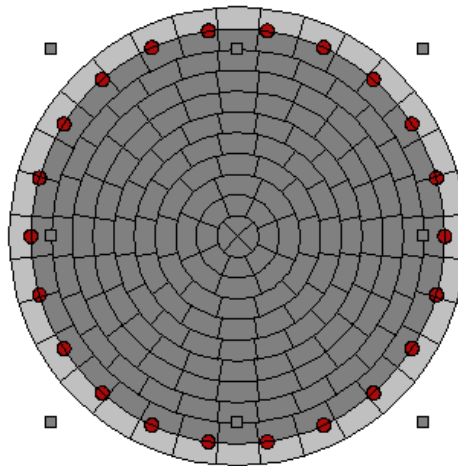


Figure 13 : Section de la colonne inélastique

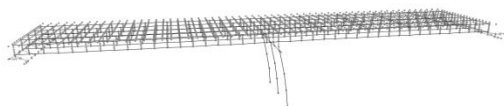
### 9.1.1 Vérification du modèle

Pour valider le modèle SeismoStruct, une comparaison des quatre (4) premiers modes de vibration des ponts a été réalisée entre les modèles SeismoStruct et CSi-Bridge (voir la figure 14).

#### Modèle CSi-Bridge

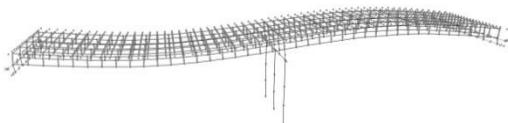
1<sup>er</sup> mode :

T = 0,949 s



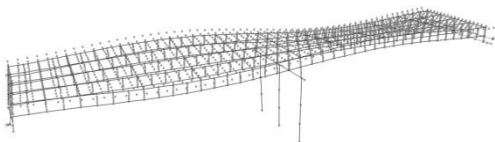
2<sup>e</sup> mode :

T = 0,308 s



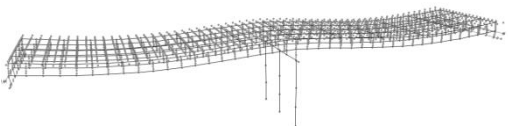
3<sup>e</sup> mode :

T = 0,243 s



4<sup>e</sup> mode :

T = 0,215 s



#### Modèle SeismoStruct

1<sup>er</sup> mode :

T = 0,944 s



2<sup>e</sup> mode :

T = 0,345 s



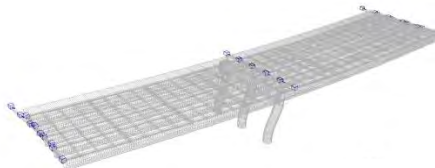
3<sup>e</sup> mode :

T = 0,330 s



4<sup>e</sup> mode :

T = 0,269 s



**Figure 14 : Comparaison des analyses des quatre (4) premiers modes de vibration des logiciels CSi-Bridge et SeismoStruct**



Les résultats ont confirmé le comportement similaire des modèles réalisés sur les deux logiciels. Les masses des structures ont également été comparées par des analyses statiques linéaires permettant de quantifier les valeurs des efforts (moments de flexion et efforts tranchants) aux différents nœuds. Les résultats de ces comparaisons ont montré une bonne concordance (moins de 1 % d'écart). Enfin, la rigidité transversale du tablier dans le modèle SeismoStruct a été vérifiée en comparant les déplacements causés par des charges transversales arbitraires appliquées aux centres des travées à des valeurs obtenues de méthodes manuelles dérivées de la théorie des poutres. L'écart obtenu (de l'ordre de 10 %) n'est toutefois pas significatif considérant l'incertitude associée à plusieurs des paramètres considérés dans cette étude.

### 9.1.2 Hypothèses et limitations

Les demandes en déplacement obtenues à l'élévation du haut de la pile du pont de type 1-A(i) représentent fidèlement le comportement attendu d'un pont de type « Secours », pour lequel l'endommagement est concentré aux rotules plastiques des piles. Pour l'analyse d'un pont de catégorie sismique « Urgence » ou « Autre », l'endommagement du garde-grève contribue à la réponse dynamique en procurant un amortissement qui s'additionne à celui de la rotule plastique de la pile. Pour une analyse rigoureuse du comportement dynamique non linéaire de ces types de ponts, la modélisation du comportement non linéaire des murs garde-grèves devrait être faite. Néanmoins, les résultats obtenus ont été généralisés aux ponts de catégories sismiques « Urgence » et « Autre » en prenant comme référence les déplacements (*drift ratio*). Cette hypothèse peut toutefois avoir pour effet de surestimer quelque peu la demande en déplacement utilisée pour la construction des courbes de fragilité des divers éléments. Cette conséquence a cependant été jugée acceptable dans le cadre de cette étude. Mentionnons enfin que l'analyse a été faite uniquement dans la direction longitudinale du pont.

## 9.2 **Courbes de fragilité**

Les courbes de fragilité sont des outils efficaces pour évaluer la vulnérabilité sismique des ponts. En effet, elles constituent une distribution de la probabilité qu'un élément structural atteigne ou dépasse un critère d'endommagement précis à l'occurrence d'une secousse sismique ayant une intensité donnée. Il est à noter que le paramètre d'intensité de la secousse sismique (ISS) retenu pour cette étude est l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure ( $S_a(T_1)$ ). Le choix de ce paramètre a été fait en collaboration avec Polytechnique Montréal et découle notamment des recommandations de Mackie et Stojadinovic (2003).

La vulnérabilité sismique d'un pont peut être mesurée en décrivant le comportement de quatre éléments principaux : la pile, les appareils d'appui, les joints d'expansion et les murs garde-grèves. Ces quatre éléments ont donc été ciblés en collaboration avec les chercheurs de Polytechnique Montréal. Notons que l'évaluation de la réponse en déplacement permet, pour ces quatre éléments, une bonne caractérisation de leur comportement. Pour évaluer la réponse en déplacement du pont, des analyses dynamiques temporelles non linéaires sont nécessaires. Ces dernières nécessitent la sélection d'un certain nombre d'accélérogrammes représentatifs du site où se trouve l'ouvrage.

Il est à noter que le travail présenté dans cette section a été réalisé en collaboration avec Polytechnique Montréal.

#### 9.2.1 Sélection des mouvements de sol

Onze (11) enregistrements ont été sélectionnés parmi les accélérogrammes synthétiques générés par Atkinson (2009) (voir l'Annexe I). La procédure proposée par Atkinson (2009) et le spectre d'aléa uniforme (UHS) du CNBC 2010 ont été utilisés pour choisir les secousses sismiques permettant l'analyse d'un pont construit à Montréal sur un sol présentant un profil de type C. Pour couvrir adéquatement le contenu fréquentiel susceptible de contrôler la réponse du pont étudié, les accélérogrammes ont été sélectionnés en considérant notamment la période du mode fondamental du pont à l'étude. Pour ce faire, les paires magnitude (M) et distance (R) suivantes ont été considérées : M=6 et R=15 km (5 enregistrements pour hautes fréquences) et M=7 et R=25 km (6 enregistrements pour basses fréquences). Les accélérogrammes ont ensuite été étalonnés afin d'obtenir une accélération spectrale égale à 1 g à la période fondamentale du pont. Notons que les résultats obtenus des analyses faites avec ces accélérogrammes peuvent être généralisés, de manière approximative, aux autres sites à l'étude dans le cadre de ce mandat. En effet, la procédure utilisée pour la construction des courbes de fragilité, soit les analyses dynamiques incrémentales (IDA), est indépendante de l'intensité de la secousse sismique au site étudié.

#### 9.2.2 Définition des critères d'endommagement

Afin de baliser les différents niveaux d'endommagement des éléments structuraux, des critères de performance basés sur le déplacement ont été choisis. La procédure utilisée s'inspire des travaux de Mackie et coll. (2007), mais certaines simplifications ont été faites (voir notamment la section 9.1.2 de ce rapport). Les niveaux d'endommagement considérés sont présentés ci-après.

Niveaux d'endommagement	Description
Dommmages légers	Fissuration légère et éclatement léger du béton des piles et des murs garde-grèves.
Dommmages moyens	Fissuration moyenne et éclatement du béton des piles et des murs garde-grèves.
Dommmages importants	Fissuration importante et éclatement du béton des piles et des murs garde-grèves. Flambement des barres d'armature dans les rotules plastiques.
Rupture	Rupture des piles, des murs garde-grèves, des appareils d'appui et des joints de dilatation.

Pour la **pile**, les niveaux d'endommagement sont : les dommages légers, les dommages moyens, les dommages importants et la rupture. Ces niveaux ont été balisés par le critère de performance du déplacement relatif à la hauteur des éléments (*drift ratio*). Le niveau de dommages légers correspond à l'amorce de la fissuration du béton (déplacement relatif de 0,23 %), celui de dommages moyens au commencement de l'éclatement du béton (déplacement relatif de 2,09 %), celui de dommages importants au flambement des armatures de la rotule plastique de la colonne (déplacement relatif de 7,74 %), enfin le dernier critère correspond à la rupture des colonnes (déplacement relatif de 8,33 %). Les valeurs de ces critères sont tirées des travaux de Mackie et coll. (2007), et des équations semi-empiriques développées par Berry et Eberhard (2003).

Pour les **murs garde-grèves**, les niveaux d'endommagement sont : les dommages légers, les dommages moyens et la rupture. L'absence d'un niveau de dommages importants provient du manque de ductilité dans ce type d'élément. Ces niveaux ont été choisis sur la base du critère de performance du déplacement relatif à la hauteur des éléments (*drift ratio*). D'abord, le niveau de dommages légers correspond à l'amorce de la fissuration du béton (déplacement relatif de 0,25 %). Ensuite, le niveau de dommages moyens est associé au commencement de l'éclatement du béton (déplacement relatif de 0,5 %). Enfin, le niveau de rupture des murs garde-grèves correspond à un déplacement relatif de 2 %. Comme pour la pile, ces valeurs limites sont tirées des travaux de Mackie et coll. (2007).

Pour les **appareils d'appui**, le seul niveau d'endommagement retenu est la rupture. Le critère de performance associé est un déplacement du tablier équivalent à 300 % de la hauteur des appareils d'appui, ce qui est cohérent avec le travail d'Aviram et coll. (2010).

Pour les **joints de dilatation**, seul le niveau d'endommagement correspondant à la rupture est retenu. Le critère de performance associé est un déplacement du tablier équivalent à 100 % de l'ouverture des joints.

Le tableau 8 à la page suivante présente un résumé des critères d'endommagements considérés dans la présente étude. Les valeurs des critères sont tirées du travail de Mackie et coll. (2007) et n'ont pas été recalculées dans le cadre de cette étude.

**Tableau 8 : Résumé des critères d'endommagements considérés**

Élément	Paramètre de réponse	Dommages légers	Variance	Dommages moyens	Variance	Dommages importants	Variance	Rupture	Variance
Pile	Déplacement relatif à la hauteur des éléments ( <i>drift ratio</i> )	0,23 %	0,3	2,09 %	0,35	7,74 %	0,25	8,33 %	0,2
Mur garde-grève	Déplacement relatif à la hauteur des éléments ( <i>drift ratio</i> )	0,25 %	0,3	0,5 %	0,35	-	-	2 %	0,2
Appareils d'appui	Déplacement du tablier (mm)	-		-		-		300 % hauteur de l'appareil	0,3
Joints	Déplacement du tablier (mm)	-		-		-		100 % ouverture des joints	0,3

### 9.2.3 Analyses dynamiques temporelles non linéaires

Les analyses dynamiques temporelles non linéaires réalisées pour caractériser le comportement des divers éléments considérés ont été effectuées avec le logiciel SeismoStruct. Pour couvrir la totalité des états d'endommagement définis précédemment avec une quantité de résultats suffisante pour minimiser l'erreur statistique, des analyses dynamiques incrémentales (IDA) ont été effectuées. Les accélérogrammes décrits précédemment ont été affectés de facteurs compris entre 0,1 et 2,0, avec un incrément de 0,1, de sorte que 20 analyses ont été réalisées pour chaque séisme. Tel qu'indiqué par Vamvatsikos et Fragiadakis (2009), cette méthodologie permet de caractériser la gamme de comportements possibles des structures. En effet, dans la présente étude, ce type d'analyse a permis de décrire le comportement élastique jusqu'à la plastification, le comportement inélastique, puis l'instabilité globale des éléments structuraux. De plus, cette méthode a permis de prendre en compte la variabilité de la résistance des éléments structuraux et des secousses sismiques.

Un amortissement de Rayleigh équivalent à un amortissement visqueux de 5 % a été considéré, et le schéma d'intégration numérique de Newmark a été sélectionné pour réaliser les analyses dynamiques non linéaires. Ces analyses ont permis d'obtenir les déplacements relatifs (*drift ratios*) au haut de la pile causés par les sollicitations sismiques d'intensités variables imposées à la structure. Les résultats de ces analyses sont présentés à l'annexe J. La demande en déplacement étant un paramètre commun à l'évaluation de la performance des piles, murs garde-grèves, appareils d'appui et joints de dilatation, ces résultats permettent d'établir un lien entre l'intensité des sollicitations sismiques et la réponse de ces éléments.

### 9.2.4 Courbes d'endommagement

Les courbes d'endommagement des éléments considérés (piles, murs garde-grèves, appareils d'appui, et joints de dilatation) ont été construites à partir de la réponse de la structure (pont de type 1-A(i) dans le cas présent) soumise aux mouvements de sols choisis (voir section 9.2.1). Cette réponse a en effet permis d'évaluer la demande sismique (DS) pour chaque élément structural, et les critères d'endommagement (CE) décrits précédemment ont été utilisés pour quantifier la capacité sismique (CS) des éléments structuraux. En effet, cette capacité correspond au critère établi pour un niveau d'endommagement donné.

La relation entre la demande sismique (DS) provoquée par les séismes et les différentes intensités de secousses sismiques (ISS) peut être caractérisée en faisant la régression linéaire dans l'échelle logarithmique des données tirées des analyses dynamiques temporelles. La forme de cette relation est présentée à l'équation 1 où  $a$  et  $b$  sont des constantes provenant de la régression linéaire. Il a été possible de dériver une médiane et une variance de cette corrélation. Rappelons que, dans le cadre de cette étude, la demande sismique est évaluée avec des valeurs d'accélération spectrale comprises entre 0,1 g et 2 g.

$$[1] \quad \ln(DS) = a \times \ln(ISS) + b$$

La probabilité d'atteindre un niveau de dommage donné ( $p_f$ ) a été représentée par l'équation 2.

$$[2] \quad p_f = P \left[ \frac{DS}{CS} \geq 1,0 \right]$$

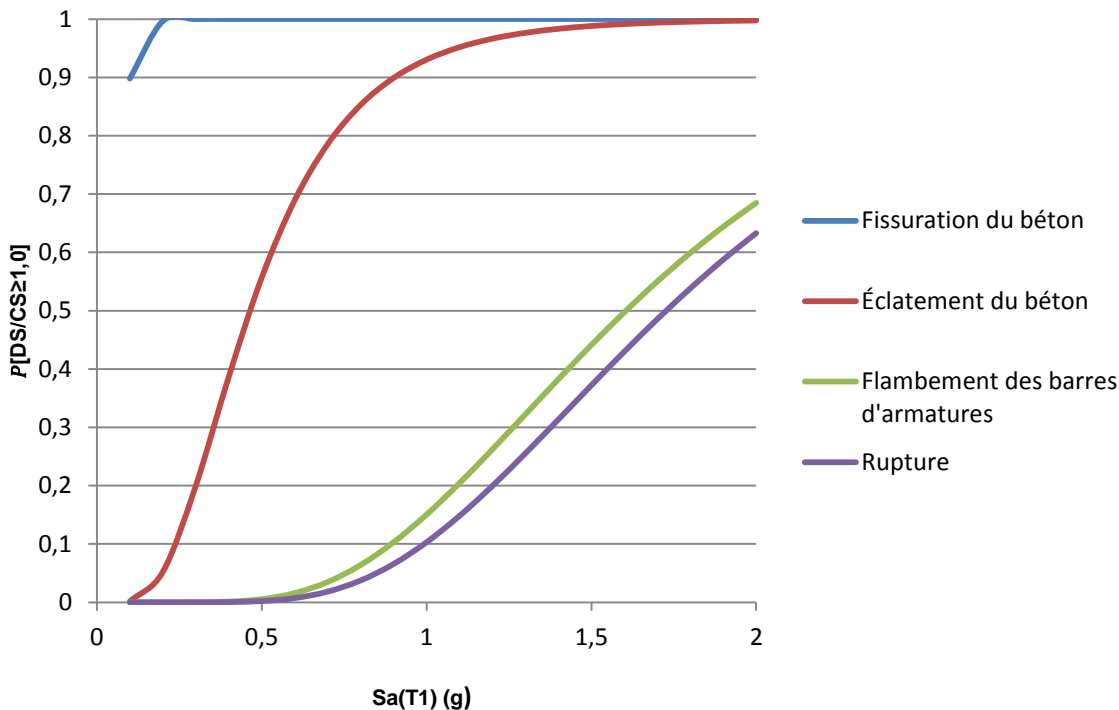
#### 9.2.5 Résultats

Les courbes de fragilité constituent une distribution de la probabilité qu'un élément structural atteigne ou dépasse un niveau d'endommagement précis à l'occurrence d'une secousse sismique d'une intensité donnée ( $P(CE|ISS)$ ). Cette distribution peut être décrite par l'équation 3 qui est tirée du travail de Nielson et DesRoches (2006).

$$[3] \quad P(CE|ISS) = \Phi \left( \frac{\ln(S_{DS}/S_{CS})}{\sqrt{\beta_{DS|ISS}^2 + \beta_{CS}^2}} \right)$$

Dans cette équation  $S_{DS}$  est la médiane de la demande sismique,  $S_{CS}$  la médiane de la capacité sismique,  $\beta_{DS|ISS}$  la variance de la demande sismique,  $\beta_{CS}$  la variance de la capacité sismique et  $\Phi$  la fonction de répartition de la loi normale standard. Enfin, il est pratique de représenter ces courbes de fragilité dans un graphique. Les courbes de fragilité des différents éléments sont présentées à l'annexe K.

À titre d'exemple, la figure 15 présente les courbes de fragilité obtenues pour la pile du pont de type 1-A(i).



**Figure 15 : Courbes de fragilité de la pile du pont de type 1-A(i)**

### 9.3 Évaluation des travaux de réparation anticipés suite aux séismes probables

Afin de pallier aux dommages subis par les ouvrages lors de séismes, plusieurs types d'interventions et de méthodes de réparation ont été tirés de la littérature sur le sujet, notamment du travail de Mackie et coll. (2007). Les réparations présentées dans ce qui suit ont pour objectif de sécuriser les ouvrages, les remettre en état et assurer leur durabilité. Les méthodes choisies sont des méthodes conventionnelles faisant partie des types de réparations usuellement mises en oeuvre par le MTQ.

Les quantités à réparer, lesquelles sont associées à des niveaux de dommages engendrés par les séismes, ont été établies en prenant comme référence les travaux de Mackie et coll. (2007). Ces quantités sont propres aux différents éléments structuraux du pont de type 1-A(i).



L'estimation du coût de chaque méthode de réparation a été effectuée à l'aide de la *Liste des prix suggérés 2014 – Construction et réparation* fournie par le MTQ. Certains prix figurant à cette liste ont été adaptés pour les appliquer directement aux éléments structuraux à réparer. Les dimensions de l'ouvrage de type 1-A(i) ont été utilisées pour évaluer les coûts de réparation pour chaque critère d'endommagement, et ce, selon les dimensions des éléments structuraux de ce pont.

Les méthodes de réparation sélectionnées et les prix correspondants sont présentés au tableau 9.

**Tableau 9 : Estimation des prix unitaires selon la méthode de réparation**

Méthode de réparation	Unité	Prix unitaire
Excavation	m <sup>3</sup>	35 \$
Remblai	m <sup>3</sup>	30 \$
Étalement	m <sup>2</sup>	175 \$
Levage et support	m <sup>2</sup>	85 \$
Béton	m <sup>3</sup>	1 350 \$
Barre d'armature galvanisée	kg	2,75 \$
Barre d'armature galvanisée (fondations, murs de soutènement)	kg	5,75 \$
Injection des fissures avec époxy	m	175 \$
Réparation du béton de recouvrement	m <sup>2</sup>	900 \$
Enveloppe de la colonne en acier	kg	10,00 \$
Remplacement du joint	m	2 900 \$
Remplacement de l'appareil d'appui	Unité	2 200 \$
Démolition du béton	m <sup>3</sup>	1 100 \$

Pour chaque élément considéré (piles, murs garde-grèves, appareils d'appui, joints de dilatation), une combinaison de méthodes de réparation a été liée aux critères d'endommagement retenus. Ces combinaisons sont en fonction des dommages anticipés et sont présentées aux tableaux 10 à 13.

**Tableau 10 : Méthodes de réparation liées aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Pile (1)**

Critère d'endommagement	Méthode de réparation	Quantité à réparer
Dommages légers	Injection des fissures avec époxy	2 x hauteur de la colonne
	Réparation du béton de recouvrement	1 % de la surface de la colonne
Dommages moyens	Injection des fissures avec époxy	4 x hauteur de la colonne
	Réparation du béton de recouvrement	10 % de la surface de la colonne
Dommages importants	Injection des fissures avec époxy	4 x hauteur de la colonne
	Réparation du béton de recouvrement	25 % de la surface de la colonne
	Chemisage de la colonne en acier	Masse de la colonne d'acier
	Barres d'armature galvanisée	25 % de la masse des barres d'armature de la colonne
	Béton	Volume du béton entre chemise d'acier et diamètre existant
	Excavation	1 200 mm autour de la colonne
	Remblai	1 200 mm autour de la colonne
	Étalement	Longueur tributaire x largeur du tablier
Rupture	Barres d'armature galvanisée	Masse des barres d'armature de la colonne
	Béton	Hauteur de la colonne x diamètre de la colonne
	Excavation	1 200 mm autour de la colonne
	Remblai	1 200 mm autour de la colonne
	Étalement	Longueur tributaire x largeur du tablier
	Démolition du béton	Hauteur de la colonne x diamètre de la colonne

**Tableau 11 : Méthodes de réparation liées aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Mur garde-grève (2)**

Critère d'endommagement	Méthode de réparation	Quantité à réparer
Dommages légers	Injection des fissures avec époxy	Largeur du tablier + 1,8 m
Dommages moyens	Injection des fissures avec époxy	Largeur du tablier + 1,8 m
	Excavation	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) x 2 m
	Remblai	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) x 2 m
	Réparation de l'éclatement du béton de recouvrement	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) / 3
Rupture	Démolition du béton	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) x 0,3 m
	Béton	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) x 0,3 m
	Barres d'armature galvanisée	Masse des barres d'armature du mur garde-grève
	Levage et support	Longueur tributaire × largeur du tablier
	Excavation	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) x 2 m
	Remblai	(Largeur du tablier + 1,8 m) x (épaisseur tablier + 0,61 m) x 2 m

**Tableau 12 : Méthode de réparation liée aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Joint de dilatation (3)**

Critère d'endommagement	Méthode de réparation	Quantité à réparer
Rupture	Remplacement du joint	Largeur du tablier +1,8 m

**Tableau 13 : Méthode de réparation liée aux critères d'endommagement retenus en fonction des dommages anticipés - Appareil d'appui (4)**

Critère d'endommagement	Méthode de réparation	Quantité à réparer
Rupture	Remplacement de l'appareil d'appui	Nombre d'appareils d'appui

#### 9.4 Courbe de l'aléa sismique du site

La courbe de l'aléa sismique propre à un site permet de décrire la probabilité de dépasser une valeur d'intensité de secousse sismique en fonction des valeurs de ce même paramètre ( $P(ISS > x)$ ), pour un site donné. Mentionnons que la valeur d'intensité choisie est l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure ( $S_a(T_1)$ ).

Les courbes de différentes localités peuvent être dérivées des valeurs d'accélération fournies par la Commission géologique du Canada (CGC). Les valeurs obtenues sont fonction, notamment, de l'emplacement et de la catégorie de site étudiés. Pour l'exemple illustré dans cette section, le pont de type 1-A(i) est localisé à Montréal sur un site de type C. La CGC fournit donc les valeurs de  $S_a(1,0s)$  pour des probabilités d'occurrence de 2 %, 5 %, 10 % et 40 % en 50 ans, et ces quatre points de référence peuvent être reliés par une courbe décrite par une fonction exponentielle et donnant ainsi la relation liant les paramètres d'intensité de secousse sismique et la probabilité de dépassement. Cette fonction est décrite par l'équation 4.

$$\begin{aligned} [4] \quad & (P(ISS > x) = \beta \cdot x^{-\alpha} \\ & (P(ISS > x) = 2,0 \cdot 10^{-5} \cdot x^{-1,552} \end{aligned}$$

Dans cette équation, les coefficients  $\beta$  et  $\alpha$  ont été déterminés par régression de la courbe liant les paramètres d'intensité de secousse sismique et la probabilité de dépassement de ceux-ci.

Les courbes d'aléa des localités de Montréal, Rivière-du-Loup et La Malbaie sont présentées à l'annexe L.

## 9.5 Utilisation des courbes de fragilité pour déterminer le coût des réparations probables sur le cycle de vie

Rappelons que les courbes de fragilité des éléments structuraux du pont de type 1-A(i) ont été obtenues à la section 9.2. Comme mentionné précédemment, elles représentent la distribution de la probabilité qu'un élément structural atteigne ou dépasse un critère d'endommagement précis à l'occurrence d'une secousse sismique d'une intensité donnée ( $P(CE|ISS)$ ). Des méthodes de réparation associées aux niveaux d'endommagement ont ensuite été définies à la section 9.3.

En combinant les données obtenues à la section 9.3 aux séismes probables pouvant survenir sur la durée de vie d'un pont (probabilité de dépasser une valeur d'intensité de mouvement de sol donnée, pour une gamme d'intensité choisie  $P(ISS > x)$ , voir la section 9.4), il est possible de chiffrer les coûts de réparation à anticiper sur celui-ci suite aux séismes probables sur la durée de vie de l'ouvrage (75 ans). Notons que la démarche décrite dans cette section est basée sur le travail de Padgett et coll. (2010). Celle-ci consiste à combiner les deux distributions de probabilité ( $P(CE|ISS)$  et  $P(ISS > x)$ ) pour obtenir l'équation 5 qui correspond à la probabilité annuelle d'atteindre un critère d'endommagement donné :

$$[5] \quad P_{Af}(CE | ISS > x) = \int_{x_{min}}^{x_{max}} P(CE | ISS)(x) \cdot P(ISS > x)(x) \cdot dx$$

Dans cette équation,  $x_{min}$  représente la valeur d'intensité de secousse sismique minimale étudiée,  $x_{max}$  représente la valeur d'intensité de secousse sismique maximale étudiée et  $x$  la valeur d'intensité de secousse sismique donnée. Il est à noter que cette intégration a été approximée par une sommation dans le processus numérique.

Ensuite, la distribution de  $P_{Af}(CE | ISS > x)$  par rapport au temps ( $f_{Tfj}$ ) est obtenue de l'équation 6 qui correspond à la probabilité d'excéder un critère d'endommagement pour un temps de service restant  $T$  à la structure donnée.

$$[6] \quad f_{Tfj} = 1 - (1 - P_{Af}(CE | ISS > x))^T$$

où  $j$  représente le critère d'endommagement étudié.

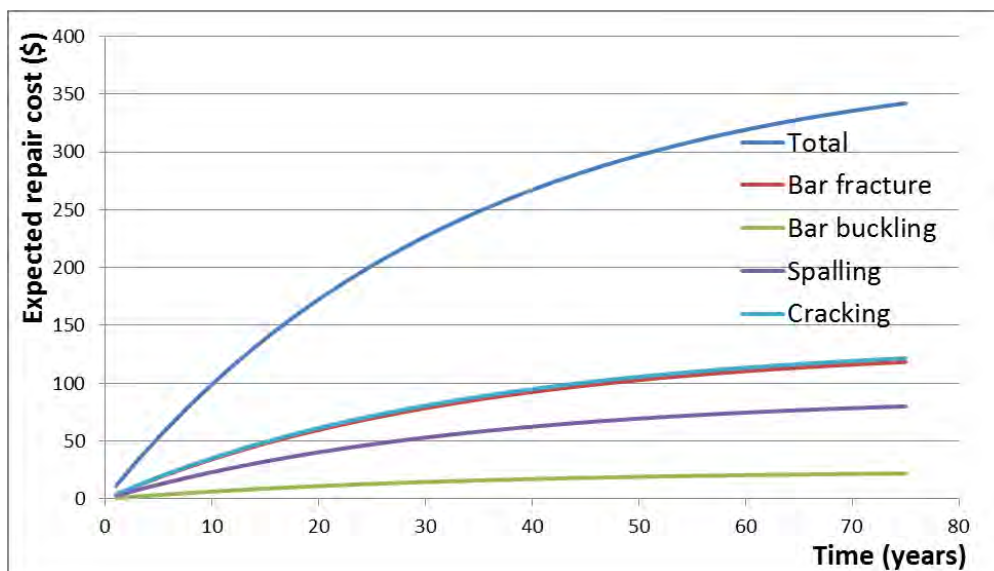
En combinant la distribution donnée par l'équation 6 avec les coûts des méthodes de réparation définis au tableau 9 et aux quantités à réparer présentées aux tableaux 10 à 13 qui sont en fonction de la méthode de réparation et du critère d'endommagement atteint, on obtient un coût de réparation  $C_{rij}$ , où  $i$  représente le numéro d'identification de l'élément structural étudié. Par exemple, pour le critère d'endommagement de la fissuration aux piles le coût de réparation est de  $C_{r11} = 3\,763,89$  \$.

La valeur présente ( $VP$ ) du coût des sollicitations sismiques estimée sur la durée de vie du pont a été définie par l'équation 7.

$$[7] \quad VP_{ij} = \left(\frac{1}{\alpha T}\right) \cdot (1 - e^{\alpha T}) \cdot -C_{rij} \cdot (\ln(1 - f_{Tfj}) - \ln(1 - f_{Tfj+1}))$$

où  $\alpha$  est un taux d'inflation.

En réalisant la sommation des coûts de réparation associés à chaque critère d'endommagement pour chaque élément structural (la figure 16 montre un exemple, pour une colonne de l'élément « pile »), on peut quantifier la valeur présente globale ( $VPG$ ) des coûts associés aux dommages causés par les sollicitations sismiques probables sur la durée de vie du pont. L'intégration de ces coûts à l'analyse des coûts sur le cycle de vie d'un ouvrage donné est ensuite possible (voir la section 11).



**Figure 16 : Distribution des coûts probables de réparation par critères d'endommagements d'une colonne de la pile 2 du pont de type 1-A(i)**

## 10. ESTIMATION DES COÛTS DE RÉPARATION SUITE AUX SÉISMES PROBABLES

Comme pour la section précédente, et toujours avec l'objectif d'illustrer l'approche développée dans cette étude, cette section présente la méthode d'estimation des coûts de réparation des ponts suite aux séismes probables. Pour ce faire, les ponts de type 1-A(i), 1-B(i) et 1-C(i) sont donnés en exemple. Rappelons que le dimensionnement du pont de type 1-A(i), et notamment le dimensionnement des piles, a été fait préalablement à l'exécution des analyses dynamiques incrémentales (IDA) utilisées pour la construction des courbes de fragilité des éléments structuraux du pont 1-A(i), de conception conventionnelle, à tablier léger. Ces analyses IDA ont été faites sur le modèle numérique du pont dont la conception a été faite pour la localité de Montréal. Les mouvements de sol utilisés pour les analyses IDA ont également été ajustés à l'aléa sismique de Montréal préalablement à l'application des facteurs 0,1 à 2,0, tel que décrit à la section 9.2.3. En considérant que le ratio de la demande (DS) sur la capacité (CS) utilisé pour le dimensionnement des piles des ponts 1-A(i), 1-B(i) et 1-C(i) est constant pour chaque cas, les courbes de fragilité des éléments du pont 1-A(i) peuvent être couplées aux courbes d'aléa sismique des deux autres localités (La Malbaie, pont 1-B(i) et Rivière-du-Loup, pont 1-C(i)) pour estimer les coûts de réparation anticipés suite aux séismes probables dans ces localités.

Pour les ponts de types 1-A(i), 1-B(i) et 1-C(i) conçus de manière conventionnelle avec tabliers légers, le résultat de la sommation des coûts de réparation anticipés suite aux séismes probables, réalisée selon la méthode décrite à la section 9, est donné au tableau 14. Notons que les résultats obtenus pour les ponts 1-A(i), 1-B(i) et 1-C(i), de construction conventionnelle à tablier léger, sont également valables pour les cas à tablier lourd, en considérant que le ratio de la demande (DS) sur la capacité (CS) utilisé pour le dimensionnement des piles des ponts est constant.

**Tableau 14 : Coûts de réparation suite aux séismes probables, estimés par la méthode décrite à la section 9**

Cas *	1-A(i)	1-B(i)	1-C(i)
<b>Coûts de réparation (\$ 2014) **</b>	4 000	38 000 ***	10 000

\* Ponts de construction conventionnelle, à tablier léger ou lourd.

\*\* Coûts arrondis au millier de dollars près et excluant l'organisation de chantier, la mobilisation/démobilisation de l'entrepreneur, et le maintien de la circulation, le cas échéant

\*\*\* Voir la figure 17 pour la ventilation des coûts par éléments pour ce cas d'analyse.

Différentes géométries de ponts ont été étudiées dans le cadre de ce mandat, mais l'analyse simplifiée présentée à la section 9 a été réalisée sur une seule géométrie de pont (la géométrie 1). Les résultats présentés dans cette section s'appuient donc sur les conclusions de l'analyse probabiliste détaillée présentée à la **section 9** pour estimer les coûts de réparation suite aux séismes probables, sur une vie utile de 75 ans, pour chacun des ponts décrits à la section 6. Une méthode dite « rationnelle » est utilisée pour généraliser les résultats obtenus de l'analyse probabiliste détaillée aux ponts conçus selon les géométries 2 et 3.

### 10.1 Méthode « rationnelle »

Les coûts des réparations nécessaires suite aux séismes probables, pour les ponts n'ayant pas fait l'objet d'une analyse probabiliste détaillée, ont été estimés pour chacun des quatre éléments structuraux (pile, joint d'expansion, appareils d'appui, murs garde-grèves). L'estimation a été faite en utilisant le ratio des coûts de construction de chacun des éléments, pour les variantes de géométries 2 et 3, aux coûts de construction des éléments de la variante de géométrie 1 étudiée de manière détaillée. Les coûts de réparation anticipés suite aux séismes probables sont le produit de ce ratio par le coût de réparation d'un élément donné (voir l'exemple à la figure 17, spécifique au pont 1-B(i)) et sont donnés au tableau 15. Des résultats détaillés sont présentés à l'annexe M.

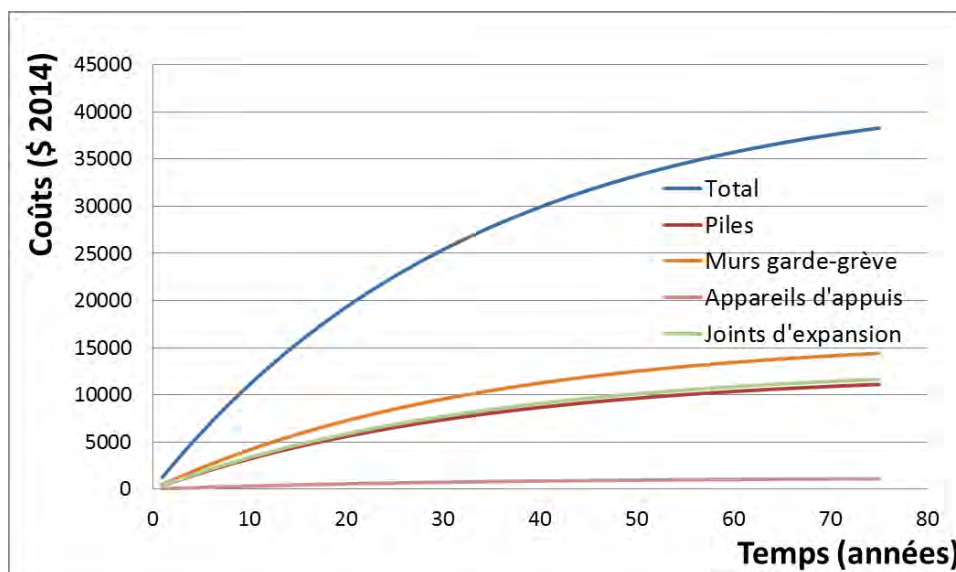


Figure 17 : Distribution des coûts probables de réparation par éléments – pont de type 1-B(i)



**Tableau 15 : Coûts de réparation des ponts de secours suite aux séismes probables, estimés par la méthode « rationnelle »**

Cas *	Coûts de réparation ** (\$ 2014) cas conventionnels	Coûts de réparation ** (\$ 2014) cas isolés
1-A(i)	4 000	3 000
1-B(i)	38 000	27 000
1-C(i)	10 000	7 000
2-A(i)	7 000	4 000
2-B(i)	77 000	40 000
3-A(i)	11 000	6 000
3-B(i)	112 000	53 000
3-C(i)	57 000	39 000

\* Ponts à tabliers légers ou lourds.

\*\* Coûts arrondis au millier de dollars près et excluant l'organisation de chantier, la mobilisation/démobilisation de l'entrepreneur, et le maintien de la circulation, le cas échéant.

Les critères de performance utilisés pour le dimensionnement des ponts de secours sont ceux présentés à la section 7.2 et se résument comme suit :

- Pour les ponts conçus de manière conventionnelle, l'endommagement des piles, des appareils d'appui, des joints d'expansion et des murs garde-grèves est permis sous le séisme d'occurrence 1 :2475 ans. Les ponts sont conçus pour que la demande en déplacement causée par le séisme de récurrence 1 :975 ans n'endommage pas les joints d'expansion et les murs garde-grèves.
- Pour les ponts conçus en utilisant l'isolation sismique, l'endommagement des joints et des murs garde-grèves est permis sous le séisme d'occurrence 1 :2475 ans. La pile demeure élastique. Les ponts sont conçus pour que la demande en déplacement causée par le séisme de récurrence 1 :975 ans n'endommage pas les joints d'expansion et les murs garde-grèves.

Les critères de performance utilisés pour le dimensionnement des ponts de catégorie « urgence » sont analogues à ceux utilisés pour les ponts de catégorie « secours », mais en diminuant la demande sismique d'un niveau (pas d'endommagement des joints d'expansion et des murs garde-grèves pour le séisme de récurrence 1 :475 ans).



Pour les ponts de catégorie « autres », la même procédure est appliquée, toujours dans l'esprit de la conception basée sur la performance, en diminuant la demande sismique d'un niveau supplémentaire pour la conception des unités de fondations.

## 10.2 Hypothèses et simplifications

Les hypothèses et simplifications suivantes ont été faites :

- Les coûts estimés sont valables seulement pour un pont dimensionné comme pont de secours.
- Pour les ponts de catégories « urgence » et « autres », les coûts de réparation suite aux séismes probables ont été estimés en multipliant le coût obtenu selon la procédure décrite aux sections 9 et 10 par le ratio de la demande en déplacement, pour un séisme d'une probabilité d'occurrence donnée.
- Les coûts indirects associés aux travaux de réparation nécessaires suite aux séismes probables n'ont pas été comptabilisés. Cette hypothèse est conséquente avec l'ensemble de l'étude, laquelle ne considère que les coûts assumés par le propriétaire de l'ouvrage. Selon les méthodes généralement admises dans la littérature, les coûts indirects représentent en moyenne de 10 à 15 fois les coûts directs estimés par la méthode détaillée à la section 9. Les coûts indirects sont, sommairement, les coûts associés à l'augmentation du temps de voyage et à la perte de capacité du réseau routier.

## 11. ANALYSE COMPARATIVE DES COÛTS SUR LE CYCLE DE VIE

L'analyse des coûts sur le cycle de vie d'un pont comprend essentiellement les **coûts de construction** de l'ouvrage, et les coûts récurrents, soit les coûts nécessaires à **l'exploitation et l'entretien** courant, et les coûts associés aux **réparations** de moyenne et grande envergure. La méthode utilisée pour évaluer les coûts récurrents anticipés sur une durée de vie de 75 ans, incluant ceux associés aux réparations des dommages causés par les séismes probables, est présentée dans cette section. À titre d'exemple, les coûts récurrents pour les ponts de géométries 1-B(i), 2-B(i) et 3-B(i) construits selon une conception conventionnelle avec tablier léger sont donnés respectivement aux tableaux 16, 17 et 18. L'annexe M présente les coûts récurrents des ponts conçus pour les localités de Montréal et Rivière-du-Loup. Cette annexe présente aussi les coûts récurrents pour les variantes de ponts conçues avec isolateurs sismiques pour ces différentes localités. Notons que pour les ponts conçus avec isolateurs sismiques, il a été considéré que les essais de qualification sont reconduits au moment de remplacer les isolateurs sismiques, étant donné que les charges sismiques prévues par la norme sont susceptibles d'être différentes au terme de la durée de vie des isolateurs (50 ans).

**Tableau 16 : Coûts récurrents anticipés pour le pont de type 1-B(i) à tablier léger de construction conventionnelle sur la durée de vie de 75 ans\***

Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)
Exploitation et entretien courant	1	5 000	5 000
Éclairage et supersignalisation	25	25 000	1 000
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	45 000	1 500
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	105 000	3 500
Remplacement des joints de dilatation (1 module)	30	75 000	2 500
Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	115 000	2 300
Remplacement des dispositifs de retenue	50	70 000	1 400
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	25 000	500
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	<b>38 000</b>	507
Coût annuel moyen total :			18 207

\* Coûts excluant l'organisation de chantier, le maintien et la gestion de la circulation, les coûts d'ingénierie et de surveillance.

\*\* En alternance avec l'activité Remplacement de membrane. Globalement, la pose de nouvel enrobé est donc prévue aux 15 ans.

**Tableau 17 : Coûts récurrents anticipés pour le pont de type 2-B(i) à tablier léger de construction conventionnelle sur la durée de vie de 75 ans\***

Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)
Exploitation et entretien courant	1	7 500	7 500
Éclairage et supersignalisation	25	35 000	1 400
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	65 000	2 167
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	150 000	5 000
Remplacement des joints de dilatation (2 modules)	30	140 000	4 667
Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	160 000	3 200
Remplacement des dispositifs de retenue	50	100 000	2 000
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	35 000	700
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	77 021	1 027
Coût annuel moyen total :			27 660

\* Coûts excluant l'organisation de chantier, le maintien et la gestion de la circulation, les coûts d'ingénierie et de surveillance.

\*\* En alternance avec l'activité Remplacement de membrane. Globalement, la pose de nouvel enrobé est donc prévue aux 15 ans.

**Tableau 18 : Coûts récurrents anticipés pour le pont de type 3-B(i) à tablier léger de construction conventionnelle sur la durée de vie de 75 ans\***

Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)
Exploitation et entretien courant	1	20 000	20 000
Éclairage et supersignalisation	25	95 000	3 800
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	170 000	5 667
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	400 000	13 333
Remplacement des joints de dilatation (3 modules)	30	285 000	9 500
Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	380 000	7 600
Remplacement des dispositifs de retenue	50	265 000	5 300
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	95 000	1 900
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	112 213	1 496
Coût annuel moyen total :			68 596

\* Coûts excluant l'organisation de chantier, le maintien et la gestion de la circulation, les coûts d'ingénierie et de surveillance.

\*\* En alternance avec l'activité Remplacement de membrane. Globalement, la pose de nouvel enrobé est donc prévue aux 15 ans.

Les coûts récurrents anticipés, évalués selon la méthode présentée aux tableaux 16, 17 et 18, représentent annuellement environ 1,0 % des coûts de construction évalués en dollars constants. Cette valeur est du même ordre de grandeur que les résultats obtenus lors d'analyses similaires réalisées par d'autres pour des projets faits en Amérique du Nord.

La sommation des coûts de construction (tel qu'évalués à la section 8) et des coûts récurrents évalués selon la méthode présentée dans cette section permet la comparaison des coûts sur le cycle de vie des ponts. Le tableau 19 résume les résultats de cet exercice complété pour chacune des variantes de pont étudiées dans ce mandat.



**Tableau 19 : Résumé des coûts sur le cycle de vie des différentes variantes de ponts considérées dans cette étude**

Géométrie (voir figure 6)	Ensemble de paramètres propres à un projet				Paramètres choisis par le concepteur				Coûts					
	(voir tableau 1)	Localité	Importance de la structure	Fondations	Type de tablier	Fixités du tablier	Nombre modules joints	SRFS <sup>(1)</sup>	Coût de construction (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Sommation des coûts récurrents (75 ans*B)	Coût sur le cycle de vie (\$ 2014)	ratio coûts construction isolé / conv	ratio coûts cycle de vie isolé / conv
									A	B	(75 ans*B)	A+(75 ans)*B		
1	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	1	conv	1 765 314	17 753	1 331 475	<b>3 096 789</b>		
1	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	1	isolé	1 754 549	18 938	1 420 350	<b>3 174 899</b>	0,99	1,03
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	1	conv	1 929 579	18 207	1 365 525	<b>3 295 104</b>		
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	1	isolé	1 845 654	19 653	1 473 975	<b>3 319 629</b>	0,96	1,01
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Roc	léger	pile 2	1	conv	1 845 777	17 984	1 348 800	<b>3 194 577</b>		
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Roc	léger	pile 2	1	isolé	1 785 036	18 846	1 413 450	<b>3 198 486</b>	0,97	1,00
1	D	Montréal	Route maj.	Roc	léger	pile 2	1	conv	1 744 549	26 630	1 997 213	<b>3 741 762</b>		
1	D	Montréal	Route maj.	Roc	léger	pile 2	1	isolé	1 754 549	28 407	2 130 525	<b>3 885 074</b>	1,01	1,04
1	E	La Malbaie	Route maj.	Roc	léger	pile 2	1	conv	1 824 201	27 311	2 048 288	<b>3 872 489</b>		
1	E	La Malbaie	Route maj.	Roc	léger	pile 2	1	isolé	1 754 549	29 480	2 210 963	<b>3 965 512</b>	0,96	1,02
1	F	La Malbaie	Autre	Roc	léger	pile 2	1	conv	1 748 816	45 518	3 413 813	<b>5 162 629</b>		
1	F	La Malbaie	Autre	Roc	léger	pile 2	1	isolé	1 754 549	49 133	3 684 938	<b>5 439 487</b>	1,00	1,05
1	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	conv	1 501 593	17 753	1 331 475	<b>2 833 068</b>		
1	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	isolé	1 472 861	18 938	1 420 350	<b>2 893 211</b>	0,98	1,02
1	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	conv	1 766 235	17 753	1 331 475	<b>3 097 710</b>		
1	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	isolé	1 658 274	18 938	1 420 350	<b>3 078 624</b>	0,94	0,99
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	conv	1 760 672	18 207	1 365 525	<b>3 126 197</b>		
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	isolé	X <sup>(3)</sup>	X <sup>(3)</sup>	X <sup>(3)</sup>	X <sup>(3)</sup>	<b>0,86</b>	<b>0,95</b>
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	<b>2</b>	isolé	1 508 415	19 653	1 473 975	<b>2 982 390</b>		

Rapport final  
 Utilisation d'équipements parasismiques  
 sur les ponts conventionnels à multiples travées

Géométrie (voir figure 6)	Ensemble de paramètres propres à un projet				Paramètres choisis par le concepteur				Coûts					
	(voir tableau 1)	Localité	Importance de la structure	Fondations	Type de tablier	Fixités du tablier	Nombre modules joints	SRFS <sup>(1)</sup>	Coût de construction (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Sommation des coûts récurrents	Coût sur le cycle de vie (\$ 2014)	ratio coûts construction isolé / conv	ratio coûts cycle de vie isolé / conv
1	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	conv	2 477 085	18 207	1 365 525	<b>3 842 610</b>		
1	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	isolé	X <sup>(3)</sup>	X <sup>(3)</sup>	X <sup>(3)</sup>	X <sup>(3)</sup>	<b>0,73</b>	<b>0,85</b>
1	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2	<b>2</b>	isolé	1 811 068	19 653	1 473 975	<b>3 285 043</b>		
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	conv	1 869 748	17 984	1 348 800	<b>3 218 548</b>	0,92	0,97
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2	1	isolé	1 713 004	18 846	1 413 450	<b>3 126 454</b>		
1	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2	<b>2</b>	isolé	1 683 283	18 846	1 413 450	<b>3 096 733</b>	<b>0,90</b>	<b>0,96</b>
2	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	2	conv	2 554 211	26 733	2 004 975	<b>4 559 186</b>	0,97	1,01
2	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	2	isolé	2 488 979	28 090	2 106 750	<b>4 595 729</b>		
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	2	conv	3 183 277	27 660	2 074 500	<b>5 257 777</b>	0,94	0,98
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2	2	isolé	3 000 908	28 974	2 173 050	<b>5 173 958</b>		
2	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	2	conv	2 468 582	26 733	2 004 975	<b>4 473 557</b>	0,94	0,99
2	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	2	isolé	2 326 479	28 090	2 106 750	<b>4 433 229</b>		
2	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	2	conv	2 697 034	26 733	2 004 975	<b>4 702 009</b>	0,97	1,00
2	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	2	isolé	2 606 713	28 090	2 106 750	<b>4 713 463</b>		
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	2	conv	3 147 600	27 660	2 074 500	<b>5 222 100</b>	0,93	0,97
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	2	isolé	2 913 323	28 974	2 173 050	<b>5 086 373</b>		
2	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	<b>3</b>	isolé	2 528 560	28 974	2 173 050	<b>4 701 610</b>	<b>0,80</b>	<b>0,90</b>
2	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	2	conv	3 925 977	27 660	2 074 500	<b>6 000 477</b>	0,84	0,91
2	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	2	isolé	3 296 480	28 974	2 173 050	<b>5 469 530</b>		
3	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	3	conv	6 420 314	67 252	5 043 900	<b>11 464 214</b>	1,00	1,01
3	A	Montréal	Secours	Roc	léger	pile 2	3	isolé	6 417 129	68 654	5 149 050	<b>11 566 179</b>		
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2 et 3	3	conv	7 260 126	68 596	5 144 700	<b>12 404 826</b>	0,92	0,96
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	léger	pile 2 et 3	3	isolé	6 653 955	69 691	5 226 825	<b>11 880 780</b>		



Géométrie (voir figure 6)	Ensemble de paramètres propres à un projet				Paramètres choisis par le concepteur				Coûts					
	(voir tableau 1)	Localité	Importance de la structure	Fondations	Type de tablier	Fixités du tablier	Nombre modules joints	SRFS <sup>(1)</sup>	Coût de construction (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Sommation des coûts récurrents	Coût sur le cycle de vie (\$ 2014)	ratio coûts construction isolé / conv	ratio coûts cycle de vie isolé / conv
3	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	3	conv	4 961 528	67 252	5 043 900	<b>10 005 428</b>	0,99	1,01
3	A	Montréal	Secours	Roc	lourd	pile 2	3	isolé	4 934 343	68 654	5 149 050	<b>10 083 393</b>		
3	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	3	conv	6 362 546	67 252	5 043 900	<b>11 406 446</b>	0,93	0,97
3	A	Montréal	Secours	Pieux	lourd	pile 2	3	isolé	5 921 163	68 654	5 149 050	<b>11 070 213</b>		
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	3	conv	5 841 795	68 596	5 144 700	<b>10 986 495</b>	0,91	0,96
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2 et 3	3	isolé	5 329 301	69 691	5 226 825	<b>10 556 126</b>		
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	<b>4</b>	isolé	4 993 075	69 691	5 226 825	<b>10 219 900</b>	<b>0,85</b>	<b>0,93</b>
3	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	conv	9 455 035	68 596	5 144 700	<b>14 599 735</b>	0,82	0,89
3	B	La Malbaie	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	isolé	7 775 099	69 691	5 226 825	<b>13 001 924</b>		
3	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	conv	6 457 657	68 243	5 118 225	<b>11 575 882</b>	0,95	0,98
3	C	Riv.-du-Loup	Secours	Pieux	lourd	pile 2 et 3	3	isolé	6 138 319	69 040	5 178 000	<b>11 316 319</b>		
1	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	1	TCS <sup>(2)</sup>	1 689 056	18 207	1 365 525	<b>3 054 581</b>	0,96	0,98
3	B	La Malbaie	Secours	Roc	lourd	pile 2	3	TCS <sup>(2)</sup>	5 767 631	68 596	5 144 700	<b>10 912 331</b>	0,99	0,99

(1) : SRFS : Système de Résistance aux Forces Sismiques.

(2) : TCS : Transmetteur de chocs sismiques.

(3) : X : Ensemble de paramètres pour lequel il n'a pas été possible de réaliser une conception.

## 11.1 Hypothèses et simplifications

L'estimation des coûts récurrents n'inclut pas l'influence des variations de coûts qui peuvent être observées d'une région à l'autre (coûts des matériaux, coûts de mobilisation et démobilitation, coûts de main-d'œuvre, gestion de la circulation, etc.).

## 12. DISCUSSION

Afin d'établir si l'isolation sismique des ponts peut être considérée comme une opération rentable pour le ministère des Transports, une analyse détaillée du comportement sismique de plusieurs types et géométries de ponts a été réalisée. Pour l'essentiel, les résultats obtenus ont permis de constater que l'isolation sismique peut entraîner une diminution allant jusqu'à 18 % des coûts de construction des ponts considérés dans cette étude (voir le tableau 19). Notons que cette diminution de 18 % a été obtenue pour le cas 3-B(ii), construit avec un tablier lourd. Pour ce même cas, la diminution des coûts anticipés sur l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage est de 11 %. Les résultats obtenus permettent aussi de constater que la rentabilité potentielle de l'isolation sismique est très variable, pouvant même être nulle ou négative (augmentation des coûts) dans certains cas, notamment lorsque le tablier des ponts est léger (voir de nouveau le tableau 19).

Par ailleurs, les résultats obtenus démontrent que la rentabilité de l'isolation sismique est maximisée lorsque le déplacement permis de l'ouvrage est important. En effet, lorsqu'on permet une augmentation appréciable du déplacement du tablier d'un pont isolé (en utilisant, par exemple, un joint d'expansion ayant un module de plus que le joint d'expansion utilisé pour le cas conventionnel), la diminution des coûts du concept avec isolateurs sismiques est alors importante. Par exemple, pour le pont à tablier lourd de type 1-B(ii), l'économie associée à un concept isolé avec joints doubles, comparativement à un concept conventionnel avec joints simples, peut atteindre 27 % sur les coûts de construction. Pour ce même ouvrage isolé, la diminution des coûts anticipés sur l'ensemble de son cycle de vie est alors de 15 %. En pareille circonstance, l'utilisation d'un joint comptant un module supplémentaire mérite d'être considérée.

De façon générale, les observations réalisées lors de l'étude paramétrique, quant aux conditions favorisant la rentabilité de l'isolation sismique, ont été confirmées par les analyses détaillées présentées dans ce rapport. Parmi les éléments que ces analyses ont permis de mettre en lumière, le plus notable est sans doute l'économie significative de coûts découlant de l'utilisation d'isolateurs sismiques lorsque les ponts prennent appui sur des fondations profondes (voir le tableau 19).

Sur la base du travail réalisé dans les sections qui précèdent, les scénarios pour lesquels l'utilisation d'équipements spécialisés de type **isolateurs sismiques** semble la plus avantageuse se résument comme suit :

- Pont de catégorie « secours » sur fondations profondes à Montréal;
- Pont de catégorie « secours » sur fondations profondes à Rivière-du-Loup;
- Pont de catégorie « secours » sur fondations superficielles ou profondes à La Malbaie.

Mentionnons que les particularités relatives à un projet donné, telles que les contraintes environnementales, l'encombrement du site, une durée d'exécution réduite, etc. peuvent également rendre l'isolation sismique intéressante pour un ensemble de paramètres ne correspondant pas à ceux décrits aux lignes précédentes.

Notons également que dans tous les cas considérés dans cette étude, il a été démontré que l'isolation sismique des ponts constitue une opération rentable sur le cycle de vie de ces ponts que si cette rentabilité est obtenue dès la construction des ouvrages. En effet, les coûts récurrents associés au remplacement des isolateurs sismiques et aux essais de qualifications requis sont, dans tous les cas, plus importants que les coûts de réparation des piles suite aux séismes probables. À cet effet, l'annexe M permet de constater que les coûts de réparation suite aux séismes probables contribuent d'une manière négligeable aux différents coûts récurrents devant être anticipés sur le cycle de vie des ponts. En effet, pour les ponts construits sans système d'isolation sismique, les coûts de réparation, suite aux séismes probables, représentent seulement entre 0,2 % et 3,7 %, selon les régions où les ouvrages sont construits, des coûts récurrents à considérer sur le cycle de vie des ouvrages. Pour les ponts isolés, les coûts de réparation, suite aux séismes probables, représentent aussi une très faible proportion des coûts récurrents sur le cycle de vie des ponts, soit entre 0,1 % et 1,9 %.

Par ailleurs, rappelons que les résultats qui précèdent ont été obtenus en considérant que les joints d'expansion, murs garde-grèves et appareils d'appui ont été conçus selon une approche de conception basée sur la performance, et ce, tant pour les cas de ponts isolés que pour ceux conventionnels. Pour un même déplacement du tablier, l'endommagement anticipé de ces éléments est donc le même pour ces deux cas (cas isolé et conventionnel). Tel que mentionné précédemment, il a aussi été considéré que les essais de qualification des isolateurs sismiques seront reconduits au moment de remplacer ces équipements. En effet, les charges sismiques prévues par la norme au terme de la durée de vie de 50 ans de ces équipements sont susceptibles d'être différentes des charges sismiques actuellement prévues, d'où la nécessité de concevoir et tester de nouveaux appareils.

Selon le cas, et en optimisant la conception selon une procédure basée sur la performance, il appert que l'utilisation d'isolateurs sismiques peut être rentable sans avoir recours à des joints d'expansion surdimensionnés par rapport aux cas conventionnels. Cette observation s'applique principalement aux localités telles que Montréal et Rivière-du-Loup. Lorsque les demandes en déplacements sont aussi importantes que celles associées à l'aléa sismique de La Malbaie, l'utilisation de joints comptant un module supplémentaire est généralement préférable afin d'optimiser la rentabilité de l'isolation sismique. Tel qu'attendu, l'augmentation des déplacements permis d'un tablier favorise toujours la rentabilité potentielle de l'isolation sismique.

Les résultats obtenus dans cette étude ont également permis d'observer que les coûts de réparation suite aux séismes probables sont plus élevés pour les ponts de catégories « urgence » et « autres ». Cependant, puisque l'intérêt de l'isolation sismique réside principalement dans les économies sur les coûts de construction, les économies sur les réparations ne sont pas assez significatives pour rendre l'isolation sismique intéressante pour les ponts de catégorie « autres » (dans toutes les localités), et insuffisantes pour rendre l'isolation sismique intéressante pour les ponts de catégorie « urgence » dans les localités de sismicité faible à élevée.

Également, on remarque que l'isolation sismique est très intéressante pour réduire l'envergure des systèmes de fondations profondes. Cette constatation découle des coûts élevés de telles fondations, puisqu'au niveau conceptuel, cette observation va quelque peu à l'encontre du principe selon lequel les ouvrages construits sur fondations rigides (tel que les ponts appuyés directement sur le roc) sont les plus susceptibles de tirer profit de l'isolation sismique. En effet, les fondations profondes confèrent à un ouvrage une flexibilité accrue, tel que discuté à la section 6 de ce rapport. Pour davantage de détails à ce sujet, le lecteur est d'ailleurs invité à consulter les sections 9 à 11 du présent rapport, et plus spécifiquement le tableau 19.

Jusqu'à présent, seuls les résultats obtenus sur les équipements de type « isolateurs sismiques » ont été discutés. Cependant, une brève analyse des équipements spécialisés de type « **transmetteurs de chocs sismiques (TCS)** » a aussi été faite. Pour ce type d'équipement, les résultats présentés au tableau 19 ne devraient pas servir à tirer des conclusions sur la rentabilité potentielle de ce type d'équipements. En effet, très peu d'analyses ont été effectuées et il est impossible de conclure sur les conditions pour lesquelles ce type d'équipement présente un potentiel de rentabilité. Rappelons que les TCS offrent la possibilité d'atteindre des objectifs très précis dans un projet spécifique (tel que la répartition des charges à des unités de fondations ayant une réserve en capacité), et il semble que ce soit dans cet usage particulier que l'intérêt de ce type d'équipement réside.

Pour ce qui est des **amortisseurs visqueux**, l'utilisation qui en est généralement faite lors de la construction d'ouvrages d'art a été expliquée à la section 4. Ils n'ont toutefois pas été analysés de façon spécifique dans le cadre de la présente étude, car, de l'avis des auteurs, leur rôle est complémentaire à celui des isolateurs sismiques. Les analyses nécessaires afin de déterminer s'il est pertinent de coupler des amortisseurs visqueux à un système d'isolation sismique sont spécifiques à un site donné et dépassent la portée du mandat actuel.

Quelques simplifications et hypothèses énoncées au cours du rapport ont influencé les résultats de l'étude. Par exemple, le fait d'avoir négligé l'effet des basses températures pourrait avoir avantagé quelque peu la rentabilité potentielle de l'isolation sismique. En effet, différents types d'isolateurs sismiques montrent des augmentations de rigidité à basse température de l'ordre de 20 % à 50 %. La norme S6-14 indique aux concepteurs comment évaluer cette augmentation de rigidité. Notons cependant qu'aucune prescription n'est donnée sur l'augmentation de rigidité des rotules plastiques des ponts de conception conventionnelle à basse température, alors qu'il s'agit d'un phénomène connu, mais moins bien documenté. Également, l'hypothèse que les ponts isolés sont conçus pour que les piles demeurent élastiques a été faite. Cette hypothèse peut être jugée conservatrice pour l'évaluation de la rentabilité potentielle de l'isolation sismique. Notons que la considération d'un mécanisme de ductilité au niveau de la rotule plastique ( $R=2$ , par exemple), en addition à l'isolation sismique, entraîne un comportement dynamique de l'ouvrage très complexe. Le niveau d'analyse requis pour la conception d'un tel ouvrage devrait refléter cette complexité.

Rappelons finalement que les coûts indirects (comme les coûts sociaux découlant de la fermeture d'un pont suite à un séisme) n'ont pas été pris en compte dans les analyses comparatives présentées aux sections précédentes. Lorsque ces derniers sont comptabilisés dans une analyse comparative de coûts, il devient alors beaucoup plus intéressant de concevoir les ponts de manière à réduire les dommages causés par les séismes probables. En effet, les coûts indirects peuvent représenter jusqu'à 15 fois ceux de réparation évalués selon la méthode présentée aux sections 9 et 10. La réalisation d'une étude intégrant ces coûts aurait donc avantage à être entreprise par le Ministère dans le cas où une suite au présent mandat pourrait être envisagée.

### 13. CONCLUSION

Cette étude répond à l'objectif énoncé dans le cadre du mandat confié à CIMA+ par le ministère des Transports du Québec, à savoir orienter ce dernier dans l'utilisation d'équipements spécialisés permettant d'atténuer les effets des séismes sur les nouveaux ponts courants du Ministère, soit des ponts à multiples travées, de catégories « urgence » et « secours ». Plus précisément, l'objectif de l'étude était de cibler les situations dans lesquelles l'utilisation d'équipements spécialisés, et plus particulièrement celle des isolateurs sismiques, présente un avantage économique sur la durée de vie (75 ans) des nouveaux ponts construits au Québec. Cet avantage économique a été principalement évalué en étudiant l'effet qu'a l'utilisation d'isolateurs sismiques sur le dimensionnement des ponts. Chacun des ponts considérés dans ce mandat a été dimensionné sans équipement parasismique puis redimensionné en utilisant ce type d'équipement. De cette manière, le potentiel de réduction de l'envergure des systèmes structuraux conventionnels a été évalué de façon systématique.

La présente étude a démontré que l'évaluation des coûts de construction d'un pont, avec et sans isolation sismique, suffit généralement à déterminer la rentabilité potentielle d'un concept où l'utilisation de tels équipements pourrait être considérée. Les coûts anticipés liés à l'endommagement des piles lors d'un séisme probable (par le mécanisme de rotule plastique) sont généralement faibles lorsque ceux-ci sont comparés aux coûts devant être considérés sur l'ensemble du cycle de vie d'un pont. De plus, dans tous les cas considérés dans cette étude, ces coûts sont inférieurs à ceux associés au remplacement des systèmes d'isolation sismique lorsque ces derniers en sont rendus à la fin de leur vie utile.

Globalement, les résultats obtenus dans cette étude ont montré que l'isolation sismique peut diminuer les coûts de construction des ponts jusqu'à 18 %. Cette diminution atteint 11 % lorsque les coûts sont considérés sur l'ensemble du cycle de vie des ouvrages. Les diminutions de coûts peuvent toutefois être un peu plus importantes dans certains cas particuliers, comme lorsque le déplacement admissible du tablier est tel que l'utilisation de joints de tablier avec un module supplémentaire peut être considérée. Dans ce cas, les économies à la construction et sur l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage peuvent alors atteindre respectivement 27 % et 15 %. À l'opposé, dans certains cas, et plus particulièrement lorsque le tablier est léger, l'isolation sismique peut augmenter les coûts de construction ainsi que ceux anticipés sur le cycle de vie d'un ouvrage.



Notons que l'ensemble des résultats obtenus dans cette étude est résumé au tableau 19.

En définitive, et en complément des résultats donnés au tableau 19, la présente étude a montré que l'utilisation d'équipements spécialisés de type **isolateurs sismiques** semble être avantageuse pour les types de ponts suivants :

- Catégorie « secours » sur fondations profondes à Montréal;
- Catégorie « secours » sur fondations profondes à Rivière-du-Loup;
- Catégorie « secours » sur fondations profondes ou superficielles à La Malbaie.

Mentionnons enfin que l'isolation sismique est une technologie émergente au Québec. Encore peu d'ingénieurs sont familiers avec celle-ci, et beaucoup moins encore avec les procédures de dimensionnement et les méthodes d'analyse requises pour en faire une conception adéquate. Dans tous les cas, lorsque l'isolation sismique est envisagée pour la conception d'un nouveau pont, il est primordial que le concepteur maîtrise les principes, méthodes et techniques d'analyse nécessaires à la conception adéquate de ces systèmes et à l'évaluation du comportement global de l'ouvrage.



#### 14. MISE EN GARDE

Rappelons que la méthodologie utilisée dans cette étude, et plus spécifiquement celle relative aux sections 9, 10 et 11 de ce rapport, a été développée par les auteurs en collaboration avec les chercheurs de Polytechnique Montréal. **Il s'agit d'une première application de cette méthodologie aux fins d'une évaluation de la rentabilité de l'utilisation de systèmes d'isolation sismique sur les ponts. Davantage de recherche est donc nécessaire pour en préciser ou en compléter certains aspects.** À ce propos, soulignons que les résultats de l'étude sont teintés des simplifications et hypothèses qui ont été réalisées et identifiées au cours du mandat. L'utilisation des résultats et concepts présentés dans ce rapport doit donc être faite par des professionnels compétents en la matière.

Enfin, et tel que mentionné précédemment, **les coûts estimés dans le cadre de cette étude ont pour unique objectif de comparer entre elles les différentes solutions considérées.** Les auteurs n'ont pas la prétention d'avoir précisément chiffré la totalité des coûts associés à la réalisation des projets de construction d'ouvrages d'art, cela n'étant pas l'objectif visé par ce mandat.



## 15. REMERCIEMENTS

CIMA+ tient à souligner la contribution et l'accompagnement offerts par les chercheurs de Polytechnique Montréal. Le travail présenté dans ce rapport n'aurait pas été possible sans l'aide précieuse de Messieurs Poulad Daneshvar, Najib Bouaanani et Robert Tremblay.

Les auteurs tiennent également à remercier le ministère des Transports du Québec pour son soutien tout au long de la réalisation de cette étude, qui constitue, à notre connaissance, une première au Québec et même dans le reste du pays.



## 16. RÉFÉRENCES

- [1] CSA (2006a), Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA S6-06 Standard;
- [2] CSA (2006b), Commentary on CAN/CSA S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code;
- [3] Ministère des Transports du Québec (2014), Manuel de Conception des Structures;
- [4] CSA (2014), Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA S6-14 Standard; section 4 soumise à CSA le 8 juillet 2013;
- [5] Ministère des Transports du Québec (2014), Liste des prix suggérés 2014 – Construction et réparation;
- [6] Aviram, Ady et coll. (2008), Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, PEER report;
- [7] Mackie, Kevin et Stojadinovic, Bozidar (2003), Seismic Demands for Performance-Based Design of Bridges, PEER report;
- [8] Mackie, Kevin et coll. (2007), Integrated Probabilistic Performance-Based Evaluation of Benchmark Reinforced Concrete Bridges, PEER report;
- [9] Mackie, Kevin et coll. (2007), Comparison of Post-Earthquake Highway Bridge Repair Costs, Structural Congress 2007;
- [10] Berry, Michael et Eberhard, Marc (2003), Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns, PEER report;
- [11] Aviram, Ady et coll. (2010), Structural Response and Cost Characterization of Bridge Construction Using Seismic Performance Enhancement Strategies, PEER report;
- [12] Vamvatsikos, Dimitrios et Fragiadakis, Michalis (2009), Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty, Earthquake engineering and structural dynamics 2009;
- [13] Nielson, Reginald et DesRoches, Bryant G. (2006), Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, Earthquake engineering and structural dynamics 2007;
- [14] Padgett, Jamie E. et coll. (2010), Risk-based seismic life-cycle cost-benefit (LCC-B) analysis for bridge retrofit assessment; Structural Safety 32 (2010);

- [15] Dion, Cassandra (2010). Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques;
- [16] Chen, W-F (2003). Earthquake Engineering Handbook, Hawaii;
- [17] Chopra, A. K. (2007). Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, third edition, Californie;
- [18] Massicotte, Bruno (2001). Notes de cours sur le calcul des ponts routiers. Montréal;
- [19] Paradis, François et coll. (2014). Seismic isolation of bridges in cold climates, CSCE 9th International conference on Short and Medium Span Bridges, Calgary
- [20] Chen, W-F (2000). Bridge Engineering Handbook, CRC Press LLC;
- [21] NEHRP Consultants Joint Venture (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures, NIST CGR 12-917-21;
- [22] AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design, third edition, July 2010
- [23] Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kalpakidis, Y., Fenz, D.M., Warn, G. P. 2007. Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading, Technical Report MCEER-07

# ANNEXE A

Étude paramétrique (rapport d'étude présenté au Ministère le 7 novembre 2011)





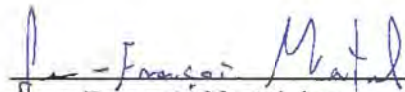
**MINISTÈRE DES TRANSPORTS**

**UTILISATION D'ÉQUIPEMENTS  
PARASISMIQUES SUR LES PONTS  
CONVENTIONNELS À MULTIPLES TRAVÉES**

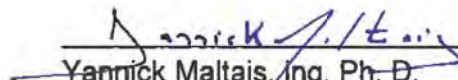
**RAPPORT D'ÉTAPE**

**ÉTUDE PARAMÉTRIQUE**

Préparé par :

  
Jean-François Martel, ing.  
O.I.Q. : 146968

Vérfié par :

  
Yannick Maltais, ing. Ph. D.  
O.I.Q. : 113402

PROJET N° Q08783A  
Le 7 novembre 2011

## TABLE DES MATIÈRES

		PAGE
1.	INTRODUCTION .....	1
2.	OBJET DU PRÉSENT RAPPORT .....	1
3.	MÉTHODOLOGIE .....	2
4.	L'ISOLATION PARASISMIQUE .....	3
4.1	Rappel théorique .....	4
4.2	Systèmes d'isolation .....	5
4.3	Exemples d'applications au Québec .....	6
5.	ÉTUDE PARAMÉTRIQUE (« VOLET 1 » DU MANDAT) .....	7
5.1	Objectifs spécifiques .....	7
5.2	Rappel théorique .....	8
5.3	Méthodologie détaillée .....	9
5.3.1	Calcul des forces sismiques.....	9
5.4	Hypothèses retenues .....	9
5.5	Présentation des résultats (volet 1 de l'étude) .....	11
5.5.1	Identification du potentiel de réduction de la taille de la pile du pont type considéré .....	12
5.5.2	Influence de l'isolation sismique sur les forces élastiques subies par la pile du pont type considéré .....	13
5.5.3	Évaluation de la rentabilité de l'isolation sismique en fonction des déplacements permis.....	14
5.5.4	Influence de la localisation de l'ouvrage sur la rentabilité de l'isolation sismique .....	15
5.6	Discussion des résultats du premier volet de l'étude.....	16
5.7	Perspectives de recherche pour l'étude détaillée à venir (volet 2 du mandat) ....	18
5.7.1	Plan de travail préliminaire de l'étude détaillée .....	19
6.	LISTE DES RÉFÉRENCES .....	19

## TABLE DES FIGURES

	Figure 1 –Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement d'une structure (graphiques DIS [7]) .....	4
	Figure 2 – Isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb (photo DIS) .....	5
	Figure 3 – Isolateur à friction avec système de recentrage (photo R.J. Watson [13]) .....	5
	Figure 4 – Comportement de type bilinéaire (graphique DIS).....	6
	Figure 5 – Pont théorique utilisé pour l'étude paramétrique.....	9

Figure 6 – Réductions maximale et minimale de la superficie de la semelle de la pile pour différents déplacements de la tête de la pile du pont considéré (combinaison de paramètres donnant les courbes extrêmes) .....	13
Figure 7 – Rapport des forces de calcul élastiques pour les ponts isolés ( $F_{EI}$ ) et conventionnels ( $F_{EC}$ ) .....	14
Figure 8 – Évaluation de la rentabilité de l'isolation sismique en fonction des déplacements permis .....	15
Figure 9 – Influence de la localisation de l'ouvrage sur la rentabilité de l'isolation sismique .....	16
Figure 10 – Modèle SAP2000 du pont type 1 .....	19

### TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 – Paramètres d'étude sélectionnés pour le premier volet du mandat .....	7
Tableau 2 – Combinaison de paramètres où l'indicateur de performance (rapport I/C) est le plus élevé (cas 1 : bon potentiel pour l'isolation) et le plus faible (cas 2 : peu de potentiel pour l'isolation) .....	12
Tableau 3 – Type de ponts à considérer lors du second volet du mandat .....	18

### TABLE DES ANNEXES

Annexe 1 – Exemple de calcul des forces sismiques avec la méthode de la charge uniforme .....	21
---	----

## 1. INTRODUCTION

Le ministère des Transports du Québec a constaté au cours des dernières années une hausse importante des coûts des systèmes structuraux conventionnels de résistance aux charges latérales (unités de fondation, butoirs, diaphragmes d'extrémité, etc.). Cette hausse serait principalement attribuable à l'augmentation des charges sismiques données dans les deux dernières éditions (2000 et 2006) de la norme CAN/CSA-S6 comparativement aux éditions antérieures de cette même norme. Dans ce contexte, il est aujourd'hui devenu essentiel pour le Ministère de rechercher des solutions visant à réduire l'envergure et le coût de ces systèmes de résistance aux charges latérales.

L'utilisation d'équipements spécialisés pour atténuer les effets des séismes, tels que les isolateurs sismiques, représente une solution prometteuse pour réduire de façon appréciable l'envergure des systèmes structuraux conventionnels de résistance aux charges latérales. Bien que l'utilisation de tels systèmes soit déjà répandue aux États-Unis et ailleurs dans le monde, les exemples d'utilisation sont peu nombreux au Québec, et leur potentiel, de même que les règles inhérentes à leur conception, sont méconnus de la plupart des ingénieurs concepteurs.

## 2. OBJET DU PRÉSENT RAPPORT

Le mandat confié à CIMA+ par le ministère des Transports du Québec vise à orienter ce dernier dans l'utilisation de systèmes d'isolation sismique visant à atténuer les effets des séismes sur des ponts à multiples travées, de catégories urgence et secours, projetés par ce dernier. Chacun des ponts considérés dans ce mandat sera dimensionné sans équipement parasismique puis redimensionné en considérant ce type d'équipement. Un maximum de trois (3) différents types d'isolateurs sismiques devra être considéré à chacun des ponts. Selon le nombre de paramètres retenu dans cette étude, et en accord avec le Ministère, entre trois (3) et cinq (5) ponts différents seront traités. Enfin, une étude comparative des coûts relatifs à l'utilisation de différents systèmes d'isolation sismique complétera ce mandat.

De façon plus spécifique, les principaux paramètres de la présente étude se définissent comme suit :

- Deux conditions différentes de fondation (semelles sur roc, semelles sur pieux);
- Ponts à trois (3) et cinq (5) travées;
- Ponts à poutres en acier (travées de l'ordre de 30 à 40 mètres) et ponts à poutres NEBT (travées de l'ordre de 35 mètres);
- Piles à poteaux simples ou colonnes multiples avec hauteur de 6 et 12 mètres;
- Catégories d'importance sismique pont de secours et pont d'urgence.

Pour chacun des ponts considérés, l'étude devra établir les coûts de construction, d'entretien et de réparation normalement nécessaires sur la durée de vie de l'ouvrage (75 ans), et les coûts à prévoir pour la réparation du pont (appareil d'appui, unités de fondation, etc.) suite à un séisme.

### 3. MÉTHODOLOGIE

Afin d'en arriver à évaluer le potentiel des systèmes d'isolation sismique sur les ponts de type courant du Ministère, le présent mandat est divisé en deux grands volets, soit :

- une **étude paramétrique** réalisée à l'aide de la méthode de la charge uniforme (partie du mandat réalisée entre les mois d'avril et juin 2011);
- une **étude détaillée** réalisée à l'aide des méthodes d'analyse proposées dans le devis de travail du Ministère (partie du mandat à réaliser entre l'automne 2011 et le printemps 2012).

L'objectif de **l'étude paramétrique** est de cibler les paramètres susceptibles d'avoir un impact significatif sur la conception parasismique des ponts munis ou non d'isolateurs sismiques. Pour ce faire, l'étude paramétrique a été réalisée à l'aide d'une méthode d'analyse simple et rapide d'exécution (méthode de la charge uniforme) qui permet d'établir les caractéristiques que devrait avoir un pont pour être considéré comme un bon candidat à l'isolation sismique. Une fois l'importance relative de chacun des paramètres d'analyse établie, ceux-ci ont été combinés afin de proposer un certain nombre de scénarios où l'utilisation d'un système d'isolation sismique pourrait vraisemblablement conduire à une réduction de l'envergure des systèmes structuraux (diaphragmes d'extrémité, appareils d'appui, unités de fondation, etc.) et, par le fait même, à une réduction des coûts de construction des structures. À l'opposé, cette étude paramétrique a aussi permis d'identifier des cas où l'utilisation d'un système d'isolation sismique ne permet pas de réduire de façon significative l'envergure des systèmes structuraux.

Ce sont les scénarios les plus prometteurs (ou tout autre scénario jugé pertinent par le Ministère) qui seront retenus pour la seconde partie du mandat, soit **l'étude détaillée** des structures à l'aide de la (ou des) méthode(s) d'analyse propre(s) au devis de travail (analyse dynamique temporelle, etc.). Tel que mentionné précédemment, cette étude sera initiée au cours de l'automne 2011. Notons enfin que lors de cette étude, une analyse coûts-bénéfices, combinée à une courbe d'endommagement permettant d'évaluer approximativement les réparations nécessaires suite à des séismes de différentes probabilités d'occurrence, pour le cas isolé comme pour la conception conventionnelle, sera aussi réalisée pour les ponts considérés.

**Mentionnons que ce rapport d'étape présente les résultats de l'étude paramétrique complétée au cours des derniers mois.**

#### **4. L'ISOLATION PARASISMIQUE**

Les isolateurs sismiques sont des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses appuis en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié.

Puisque les dommages induits à une structure par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et la période dominante de la secousse sismique, l'allongement de la période de vibration de la structure permet, pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences (caractéristique propre aux séismes de l'est canadien), de réduire considérablement l'amplitude des accélérations, et par conséquent des forces qui lui sont transmises.

#### 4.1 Rappel théorique

En cas de séisme, un isolateur permet de diminuer la force transmise à une structure, d'abord en augmentant sa période de vibration, et ensuite, mais dans une moindre mesure, en dissipant une certaine quantité d'énergie par amortissement. Le contrôle des déplacements devient alors le premier enjeu, puisqu'il est lié de près à l'allongement de la période. C'est en variant l'amortissement du système que la conception des ouvrages peut être optimisée. Ces phénomènes sont illustrés de façon schématique à la figure 1.

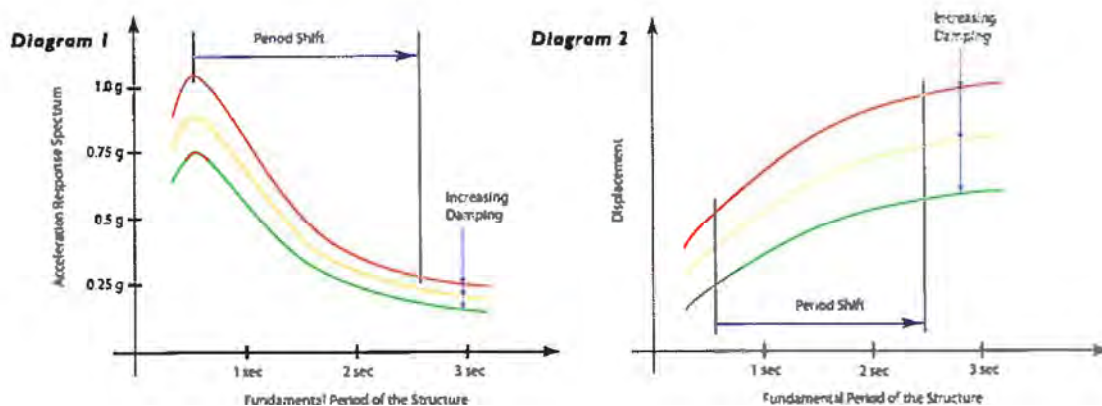


Figure 1 – Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement d'une structure (graphiques DIS [7])

## 4.2 Systèmes d'isolation

Les systèmes d'isolation sismique considérés dans ce mandat sont ceux habituellement employés dans des applications similaires, notamment en Amérique du Nord et au Japon. Il s'agit des systèmes en élastomère fretté, avec noyau de plomb (voir figure 2) et de l'isolateur à base de friction (voir figure 3). Notons que pour ajouter de l'amortissement au système d'isolation, lorsque nécessaire, des amortisseurs visqueux peuvent aussi être utilisés en combinaison avec les deux types de système d'isolation considérés dans ce mandat.

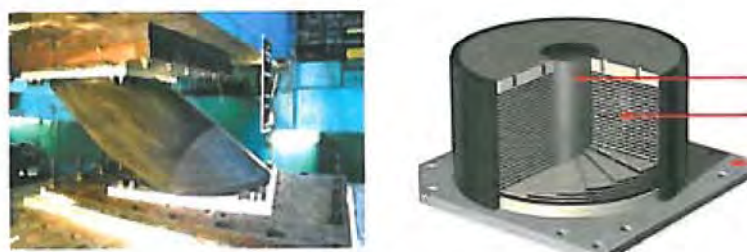


Figure 2 – Isolateur en élastomère fretté avec noyau de plomb (photo DIS)

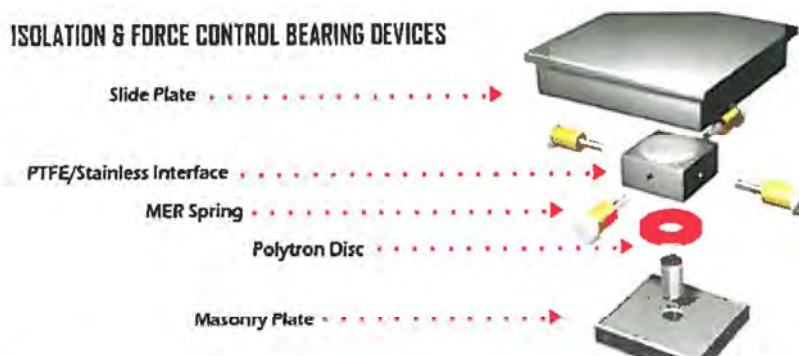


Figure 3 – Isolateur à friction avec système de recentrage (photo R.J.Watson [13])



Les isolateurs considérés dans le cadre de cette étude (élastomère fretté et système à friction) ont un comportement idéalisé de type bilinéaire qui s'apparente à celui illustré à la figure 4. Ce comportement, caractérisé par les paramètres illustrés sur cette figure, est expliqué en détail par Dion (2010). Retenons simplement, pour la suite, que la rigidité latérale du système est fonction du module de cisaillement de l'élastomère et du diamètre du noyau de plomb, pour le système en élastomère, et de la rigidité du système de recentrage (ressorts métalliques ou polyétheruréthanes) une fois le glissement amorcé, dans le cas du système à friction. Aussi, notons que la dissipation d'énergie associée à un cycle de mouvement correspond à la surface comprise à l'intérieur de la boucle d'hystérésis (figure 4).

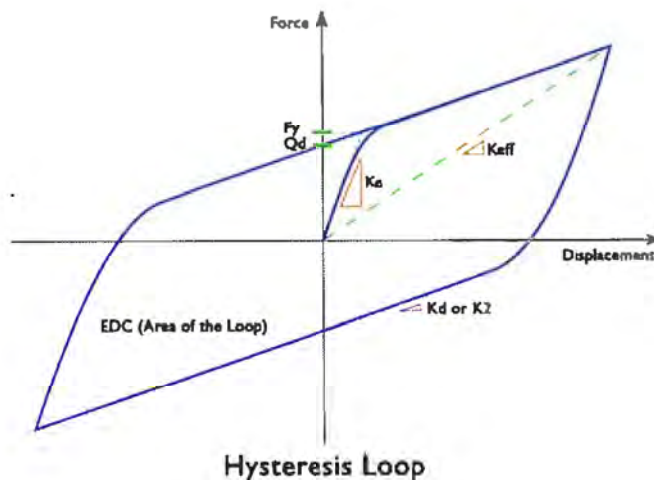


Figure 4 – Comportement de type bilinéaire (graphique DIS)

### 4.3 Exemples d'applications au Québec

Tel que mentionné précédemment, l'utilisation des systèmes d'isolation parasismique est très peu répandue au Québec. Il existe toutefois quelques exemples d'utilisation, dont les deux suivants :

- Pont Madrid (A-20) (système d'isolation sismique dans les deux directions – projet de réhabilitation parasismique réalisé en 2007);
- Pont d'Alma (le seul pont neuf conçu avec un système d'isolation sismique au Québec – projet réalisé en 2002).

Ces deux exemples d'utilisation sont bien documentés et ils peuvent être consultés dans deux articles techniques publiés par Guizani (2003, 2007).

## 5. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE (« VOLET 1 » DU MANDAT)

### 5.1 Objectifs spécifiques

Tel que mentionné précédemment, ce rapport présente les résultats obtenus dans le premier volet du mandat (étude paramétrique) qui vise à cibler les paramètres susceptibles d'avoir un impact significatif sur la conception parasismique des ponts munis (ou non) d'isolateurs sismiques.

L'ouvrage étudié dans cette partie du mandat est un pont conventionnel à deux travées continues. Les caractéristiques du pont (la masse linéaire du tablier, la hauteur des unités de fondation, le type de joints, etc.) sont variables en fonction des différents paramètres suivants :

- Paramètres sismiques du site (rapport d'accélération de la zone et type de sol);
- Paramètres sismiques de l'ouvrage (importance et poids de la structure) ;
- Fixité des appuis en regard du transfert des charges sismiques;
- Rigidité des unités de fondation (hauteur des piles);
- Ductilité des unités de fondation (facteur R);
- Caractéristiques du système d'isolation ( $\beta$ ).

Les paramètres sélectionnés pour l'étude paramétrique sont donnés au tableau 1.

Tableau 1 – Paramètres d'étude sélectionnés pour le premier volet du mandat

I	A (g)	S	w (kN/m)	$\beta$ (% crit)	H (m)	$\Delta$ (mm) permis
1,5	0,10	I	155	15	6,0	50,0
3,0	0,20	II	215	25	12,0	80,0
	0,30	III				120,0
	0,40	IV				160,0

- I : Facteur d'importance;  
A : Rapport d'accélération de la zone;  
S : Coefficient de site;  
W : Poids linéaire du tablier;  
 $\beta$  : Rapport d'amortissement visqueux du système d'isolation;  
H : Hauteur de l'unité de fondation;  
 $\Delta$  : Déplacement maximum permis du haut de l'unité de fondation.

## 5.2 Rappel théorique

Cette section présente les équations prescrites par le Code canadien de calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-06) en matière de conception parasismique, et ce, pour la méthode de la charge statiquement équivalente (méthode de la charge uniforme).

### Conception traditionnelle

$$C_{sm} = \frac{1,2AIS}{T_m^3} \leq 2,5AI \quad [1]$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad [3]$$

$$P_e = \frac{C_{sm}W}{L} \quad [5]$$

### Conception isolée

$$C'_{sm} = \frac{AS_i}{BT_e} \leq 2,5 \frac{A}{B} \quad [2]$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{\sum k_{eff}g}} \quad [4]$$

$$P_e = \frac{C'_{sm}W}{L} \quad [6]$$

où

$C_{sm}$  = Coefficient de réponse sismique élastique des ponts conventionnels;

$C'_{sm}$  = Coefficient de réponse sismique élastique des ponts isolés;

$T_m$  = Période de l'ouvrage du  $m^{\text{e}}$  mode (non isolé);

$T_e$  = Période de l'ouvrage muni d'isolateurs dans la direction considérée;

$k$  = Rigidité latérale du pont;

$k_{eff}$  = Rigidité effective d'un isolateur;

$B$  = Coefficient d'amortissement effectif du système d'isolation;

$L$  = Longueur du tablier;

$g$  = Accélération due à la gravité.

Pour le calcul des coefficients de réponse sismique élastiques, on observe d'abord que la catégorie d'importance du pont ne majore pas l'effort sismique de calcul des ponts isolés, alors qu'il multiplie ce dernier pour les conceptions conventionnelles. Cependant, pour le calcul des déplacements subits par le tablier, la catégorie d'importance du pont n'a pas d'influence. La période de vibration et la charge statique équivalente se calculent de la même façon pour une conception isolée que pour une conception conventionnelle. Pour une conception conventionnelle, le calcul de la période de vibration est fait en considérant la rigidité du système comme étant la somme des rigidités des éléments composant les piles, alors que pour la conception isolée, ce sont les rigidités effectives des systèmes d'isolation qui sont utilisées.

### 5.3 Méthodologie détaillée

Aux fins de la présente étude paramétrique, un pont à deux travées est utilisé (voir la figure 5), puisque seul le comportement dans la direction longitudinale est étudié. Les calculs avec un pont à deux travées sont représentatifs du comportement du système de résistance aux forces latérales dans la direction longitudinale, étant donné que les rigidités des piles peuvent être additionnées de manière linéaire pour modéliser un pont comportant plus de deux travées. Tel que souligné précédemment, l'étude est réalisée avec la méthode de la charge uniforme (MCU).

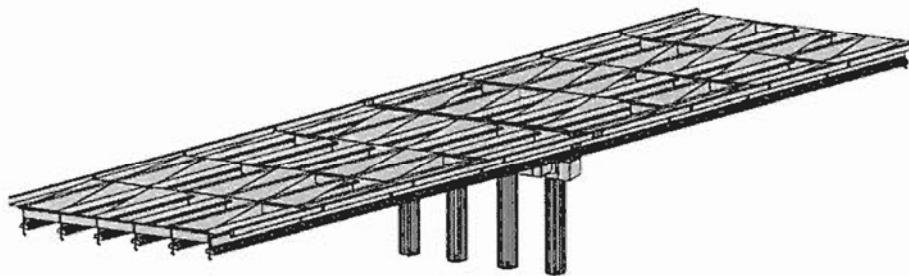


Figure 5 – Pont théorique utilisé pour l'étude paramétrique

#### 5.3.1 Calcul des forces sismiques

Un exemple de calcul des forces sismiques avec la méthode de la charge uniforme est donné à l'annexe 1. Les équations utilisées, de même que leurs références, y sont aussi indiquées.

### 5.4 Hypothèses retenues

Afin de réaliser l'analyse simplifiée à l'aide de la méthode de la charge uniforme (MCU), les hypothèses suivantes ont été retenues :

- Pour les conceptions conventionnelles, les unités de fondation ont été principalement dimensionnées avec une ductilité correspondant à  $R = 3$ , bien qu'une comparaison ait été faite dans certains cas avec un facteur de ductilité de  $R = 5$ ;
- Pour les conceptions isolées, les unités de fondation ont été dimensionnées de manière à demeurer dans le domaine élastique. L'étude détaillée à venir (volet 2 du mandat) permettra de valider si, sur le cycle de vie de l'ouvrage, il est plus économique de dimensionner les fondations d'un pont isolé avec une réserve en ductilité correspondant à  $R = 2$ ;

- La comparaison des déplacements subits par l'ouvrage a été faite en utilisant des valeurs limites associées aux mouvements que peuvent accommoder les joints de dilatation usuels (joints simples : 100 mm, joints doubles : 160 mm, joints triples : 240 mm, joints quadruples : 320 mm);
- Les déplacements dus aux effets thermiques ne sont pas combinés aux déplacements dus aux sollicitations sismiques. Bien que des travaux soient en cours dans le but d'élaborer des règles à cet effet pour les prochaines éditions de la norme CAN/CSA S6, il n'est pas précisé dans l'édition actuelle de cette norme de quelle manière ces deux types de charges doivent être combinés. En pratique cependant, les ingénieurs utilisent différentes combinaisons basées sur les performances requises de l'ouvrage et sur leur expérience. Pour le prochain volet du mandat, une combinaison pourrait être choisie en collaboration avec le Ministère de sorte que l'analyse des coûts à faire prenne en compte cet élément;
- À des fins de simplification, l'étude paramétrique a été réalisée pour la direction longitudinale seulement. Il a été considéré qu'il n'y avait pas de gain significatif à faire sur le dimensionnement des unités de fondation en isolant la direction transversale.

En plus des hypothèses qui précèdent, mentionnons les limitations suivantes :

- La méthode d'analyse simplifiée utilisée n'a pas permis d'établir si la variabilité de la rigidité longitudinale des piles est un paramètre susceptible de donner un avantage sensible à l'utilisation d'isolateur sismique. Un pont avec des piles de rigidités différentes dans la direction longitudinale sera analysé lors de l'étude détaillée à venir;
- L'évaluation des paramètres de cette partie du mandat exclut les fondations profondes. Toutefois, ce paramètre sera traité dans le second volet du mandat;
- Un sol infiniment rigide est assumé pour les calculs avec la méthode de la charge uniforme. Ce paramètre sera aussi traité dans le second volet du mandat.

## 5.5 Présentation des résultats (volet 1 de l'étude)

Afin d'atteindre les objectifs discutés précédemment (voir la section 5.1 du présent rapport), les paramètres donnés au tableau 1 ont été combinés les uns avec les autres. Un total de cent cinquante-six (156) combinaisons a été traité afin d'identifier celles qui présentent un intérêt relativement à la rentabilité de l'isolation parasismique, et celles qui n'en présentent que peu ou pas. Différentes courbes ont donc été tracées afin de visualiser l'importance des paramètres étudiés et de permettre d'établir des tendances générales.

Afin d'établir l'influence des isolateurs sismiques sur le dimensionnement du pont, un indicateur de performance est proposé, ce dernier permettant d'évaluer l'importance relative de chacun des paramètres de conception et de comparer les différentes combinaisons considérées. Comme les charges sismiques ne sont reprises longitudinalement que par la pile sur laquelle est fixé le tablier du pont considéré, l'indicateur de performance retenu est la superficie de la semelle qui constitue la pile. En considérant que la dimension des colonnes supportant le tablier ne varie généralement pas significativement (comparativement aux semelles) en fonction des charges sismiques - les charges de gravité et l'esthétisme de l'ensemble de l'ouvrage dictant pour l'essentiel la dimension de ces éléments - , la superficie de la semelle est une mesure jugée représentative de l'envergure de la pile. C'est donc cette variable qui est retenue pour mesurer, dans le cadre de ce premier volet de l'étude, la performance des systèmes d'isolation sismique. Ainsi, plus l'isolation sismique sera performante, plus la superficie (comme le coût de construction) de la semelle de la pile sera réduite.

Dans ce qui suit, la superficie de la semelle (exprimée en mètres carrés) est déterminée en faisant, pour chaque cas considéré, la somme des moments au point de renversement, et ce, tout en limitant la surface de la semelle à une valeur minimale qui vise à éviter la rupture du sol de support. Cet indicateur de performance, présenté sous forme du **rapport I/C** (mètres carrés de semelle pour la conception isolée, sur mètres carrés de semelle pour la conception conventionnelle), permet donc de prendre en compte les paramètres de conception, en plus d'être directement lié aux quantités d'excavation et de béton nécessaires pour la construction des piles. Les autres éléments susceptibles de subir l'influence de la sollicitation sismique (diaphragmes d'extrémité, etc.) n'ont pas été considérés pour l'étude paramétrique.

### 5.5.1 Identification du potentiel de réduction de la taille de la pile du pont type considéré

Dans un premier temps, les différents paramètres de conception ont été combinés afin d'établir les gains potentiels maximal et minimal sur la réduction de la superficie de la semelle de la pile du pont considéré. Les combinaisons de paramètres donnant les réductions de superficie maximale et minimale sont présentées au tableau 2. Les extremums de l'indicateur de performance sont montrés sur la figure 6. Cette dernière permet de constater que l'isolation sismique d'un pont à deux travées peut se traduire par **une réduction de la dimension de la semelle de la pile allant jusqu'à près de 75 %** (voir le cas 1 sur la figure 6) alors que la réduction minimale obtenue est d'environ 5 % (voir le cas 2 sur la figure 6).

Les résultats présentés au tableau 2 permettent donc d'établir que l'isolation d'un pont de secours en béton armé (poutres et dalle) avec une pile peu élancée dans une zone à forte sismicité appuyée sur le roc constitue un excellent candidat à l'isolation sismique. À l'opposé, le même type de pont (béton armé), mais de catégorie urgence et constitué d'une pile plus élancée, et localisé dans une zone de plus faible activité sismique, ne constitue pas un candidat de premier choix pour l'isolation sismique.

**Tableau 2 – Combinaison de paramètres où l'indicateur de performance (rapport I/C) est le plus élevé (cas 1 : bon potentiel pour l'isolation) et le plus faible (cas 2 : peu de potentiel pour l'isolation)**

Cas 1	Cas 2
$l = 3,0$	$l = 1,5$
$A = 0,4$	$A = 0,1$
Sol type I	Sol type IV
$H = 6,0\text{m}$	$H = 12,0\text{ m}$
Tablier lourd (215 kN/m)	Tablier lourd (215 kN/m)
$\beta = 25 \%$	$\beta = 15 \%$

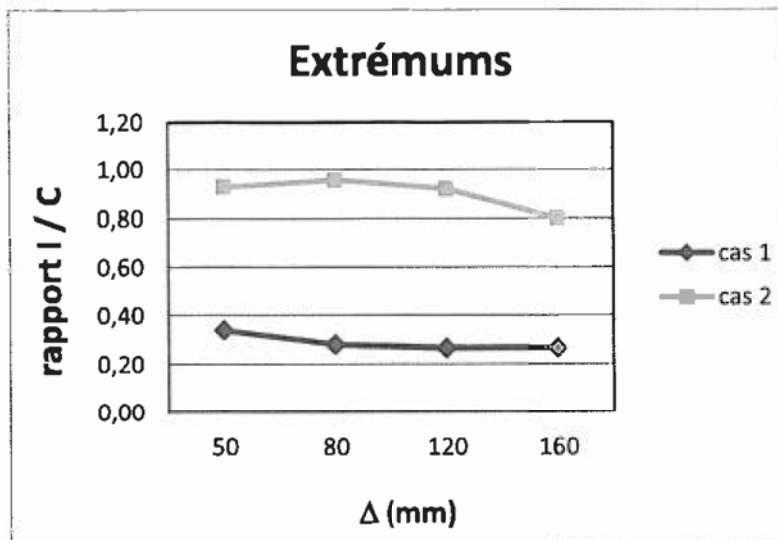


Figure 6 – Réductions maximale et minimale de la superficie de la semelle de la pile pour différents déplacements de la tête de la pile du pont considéré (combinaison de paramètres donnant les courbes extrémums)

### 5.5.2 Influence de l'isolation sismique sur les forces élastiques subies par la pile du pont type considéré

Dans un second temps, l'influence de l'isolation sismique sur les forces élastiques subies par l'ouvrage en cas de séisme a été évaluée pour la moyenne des paramètres de sol et de poids linéaire indiqués au tableau 1, un amortissement de 15 % et une hauteur de pile de 6 mètres. En considérant un déplacement permis de 50 mm sous un rapport d'accélération de la zone (A) de 0,1 ou 0,2, et de 100 mm sous un rapport de 0,3 ou 0,4, on obtient les résultats montrés à la figure 7. Les forces de calcul élastiques données par la méthode de la charge uniforme pour une conception isolée ( $F_{EI}$ ), selon les paramètres énoncés précédemment, sont donc limitées à environ 50 % de celles calculées pour une conception conventionnelle ( $F_{EC}$ ) dans le cas d'un pont d'urgence. **Pour un pont de secours, les forces de calculs élastiques transmises aux ponts isolés sont encore davantage réduites, celles-ci étant alors de l'ordre de seulement 25 % de celles obtenues pour une conception conventionnelle.** Cette comparaison n'est toutefois faite qu'à titre indicatif, puisqu'en réalité, la partie hors sol des unités de fondations des ponts de conception conventionnelle est rarement conçue pour demeurer élastique. Mentionnons, à titre comparatif, que la réduction des forces élastiques transmises aux unités de fondations anticipée par les fabricants de systèmes d'isolation est de l'ordre de 75 % (DIS, 2011).



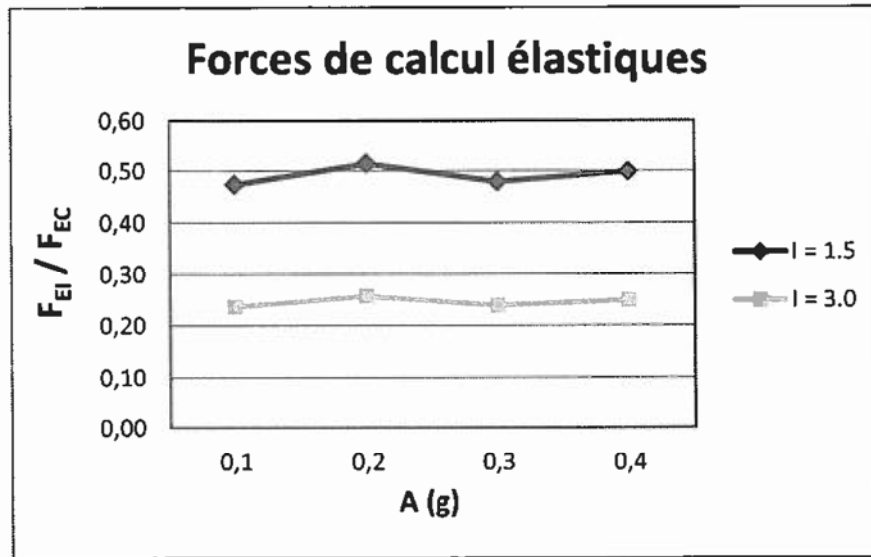


Figure 7 – Rapport des forces de calcul élastiques pour les ponts isolés ( $F_{EI}$ ) et conventionnels ( $F_{EC}$ )

### 5.5.3 Évaluation de la rentabilité de l'isolation sismique en fonction des déplacements permis

Étant donné que l'isolation parasismique d'un pont vise à allonger la période de vibration de l'ouvrage afin de réduire les charges qui solliciteront les unités de fondation en cas de séisme, il est normal que le déplacement relatif du tablier par rapport à la pile (obtenu de l'analyse simplifiée, pour le pont type à deux travées décrit précédemment) soit plus important dans une conception isolée que dans le cas d'une conception conventionnelle. Par conséquent, on peut s'attendre à ce que l'isolation des ponts présente un intérêt d'autant plus important que les déplacements permis en cas de séisme sont importants. C'est d'ailleurs précisément cette tendance qui est montrée à la figure 8. En effet, cette figure permet de constater que l'intérêt pour l'isolation sismique augmente de 90 %, pour le pont à pile rigide, lorsque le déplacement permis en cas de séisme est augmenté de 50 à 160 mm. Par ailleurs, mentionnons que la figure 8 montre aussi que, toutes autres choses étant égales, le rapport  $I/C$  est plus faible pour un pont de faible hauteur que pour un pont dont les piles sont élancées. Cette observation rejoint celle qui avait été faite précédemment (voir la section 5.5.1).

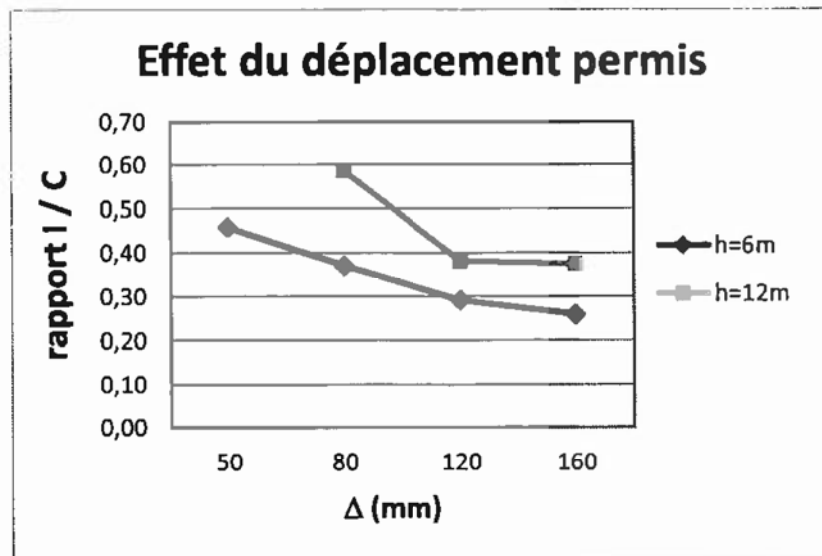


Figure 8 – Évaluation de la rentabilité de l'isolation sismique en fonction des déplacements permis

#### 5.5.4 Influence de la localisation de l'ouvrage sur la rentabilité de l'isolation sismique

Parmi les paramètres d'étude énumérés précédemment au tableau 1, l'accélération de la zone est un paramètre imposé par la localisation de l'ouvrage et exerce une influence linéaire sur la force sismique élastique à considérer, et ce, pour une conception conventionnelle comme pour une conception isolée. La figure 9 illustre l'influence de ce paramètre sur la rentabilité potentielle de l'isolation sismique pour un même pont, de catégorie secours ( $I = 3,0$ ) ou urgence ( $I = 1,5$ ), construit dans des zones de rendement sismique différentes. L'examen des résultats montrés sur la figure 9 montre d'abord que le **rapport I/C** ne varie pas de manière proportionnelle à la force élastique subie par le pont (en effet, plus les charges horizontales sont grandes, moins les charges de gravité contrôlent le dimensionnement). Aussi, la figure 9 illustre que l'intérêt de l'isolation sismique semble généralement croître comme le rapport d'accélération et l'importance du pont augmentent. Il convient de noter que si l'isolation sismique semble devenir moins intéressante dans la zone de rapport d'accélération plus importante, c'est en raison du déplacement maximal de 80 mm (joint double) considéré pour ce cas. Tel que mentionné précédemment, l'allongement de la période est nécessaire à la rentabilité de l'isolation, et elle nécessite un déplacement plus important de la structure par rapport à ses appuis.

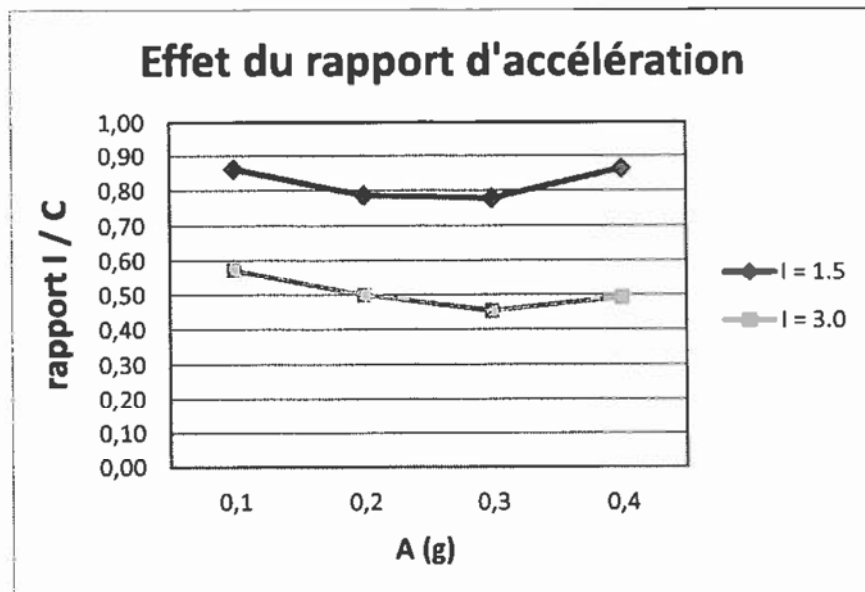


Figure 9 – Influence de la localisation de l'ouvrage sur la rentabilité de l'isolation sismique

### 5.6 Discussion des résultats du premier volet de l'étude

L'analyse de l'ensemble des résultats obtenus à ce jour permet d'établir que les conditions favorables à la rentabilité de l'isolation parasismique des ponts sont les suivantes :

- Zone de sismicité élevée;
- Ouvrage rigide, donc généralement de faible hauteur;
- Pont de secours;
- Déplacements permis suffisamment importants pour augmenter significativement la période de vibration;
- Sol de bonne qualité;
- Amortissement élevé du système;
- Tablier lourd (poutres en béton armé ou précontraint).

La rigidité des unités de fondation, les déplacements acceptés entre le tablier et les fondations, l'importance du pont, le rapport d'accélération de la zone et le poids linéaire du tablier sont les paramètres clés du dimensionnement. En effet, la rigidité des piles et le déplacement accepté sont des paramètres directement liés aux gains potentiels sur l'allongement de la période de vibration. Quant au rapport d'accélération de la zone et au poids linéaire du tablier, ils ont une influence relativement linéaire sur les forces et les déplacements subits par la structure, alors que l'importance du pont multiplie linéairement les forces, mais n'a pas d'impact sur les déplacements. Cependant, l'importance du pont amène des contraintes additionnelles, notamment celle de ne pas endommager le garde-grève pour un pont de secours. Les paramètres d'amortissement et de type de sol sont également à prendre en considération. Ils pourront d'ailleurs être modélisés et étudiés de manière plus satisfaisante dans le second volet de ce mandat.

Il convient de noter que l'hypothèse selon laquelle les déplacements dus aux effets thermiques ne sont pas combinés aux déplacements dus à la sollicitation sismique favorise, lorsqu'une conception isolée et une conception conventionnelle sont comparées, la conception isolée, puisque les joints de dilatation du pont isolé doivent généralement accommoder de plus grands déplacements afin que l'isolation soit intéressante.

Quelques observations ou limitations liées à l'utilisation de la méthode de la charge uniforme ont été notées lors de l'étude paramétrique :

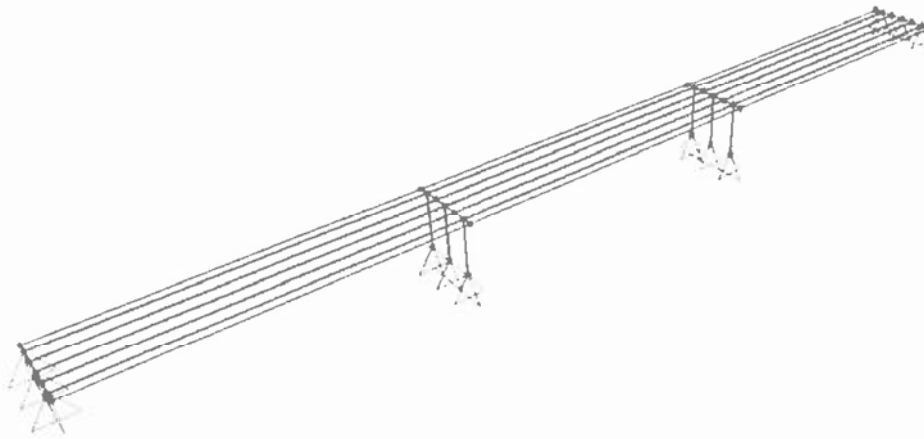
- La méthode prévoit l'addition des rigidités effectives des isolateurs d'une pile, mais il n'est pas clairement établi dans cette méthode si la rigidité de la pile (dans les systèmes isolés) doit être considérée dans le calcul de la période de vibration de l'ouvrage;
- Il est difficile d'évaluer comment l'amortissement intrinsèque de la structure se combine à celui des systèmes d'isolation;
- Lorsque les efforts sont grands et le déplacement accepté est faible, la conception des piles se trouve grandement influencée par les maximums imposés aux paramètres  $C_{sm}$  et  $C'_{sm}$ .

## 5.7 Perspectives de recherche pour l'étude détaillée à venir (volet 2 du mandat)

Les résultats obtenus dans le cadre du premier volet de cette étude ont permis d'établir les combinaisons de paramètres qui font en sorte qu'un pont peut être considéré (ou non) comme étant un bon candidat à l'isolation sismique. Par conséquent, à partir des résultats obtenus à ce jour, et dans le but d'étudier de manière plus approfondie les combinaisons de paramètres où l'isolation sismique serait vraisemblablement la plus rentable, il est proposé que certains types de ponts soient analysés en détail lors du second volet de ce mandat, soit ceux donnés au tableau 3. Notons enfin que contrairement au travail réalisé pour l'étude paramétrique, les combinaisons possibles des paramètres donnés au tableau 3 ne seront pas toutes étudiées, mais plutôt choisies en fonction de leur intérêt. Une quarantaine de combinaisons pourront être étudiées, et ce, à l'aide du logiciel d'analyse SAP 2000 (voir la figure 10).

**Tableau 3 – Type de ponts à considérer lors du second volet du mandat**

Paramètres	Pont type 1	Pont type 2	Pont type 3
Nombre de travées	3	5	5
Hauteur piles (m)	6	12	6 à 18
Déplacements permis (mm)	50, 80, 120	120, 160	120, 160
Importance (I)	1,5 et 3,0	1,5 et 3,0	1,5 et 3,0
Rapport d'accélération (A)	0,2, 0,3, 0,4	0,2, 0,4	0,2, 0,4
Ductilité fondation (R) conception conv.	3,0 et 5,0	3,0	3,0
Ductilité fondation (R) conception isolée	Élastique	2,0	Élastique
Poids tablier	Lourd	Lourd	Léger
% charge aux culées (cas isolé)	30, 80	50	30, 80
Appui des fondations	Roc	Roc, Pieux	Pieux



**Figure 10 – Modèle SAP2000 du pont type 1**

### **5.7.1 Plan de travail préliminaire de l'étude détaillée**

Pour l'étude détaillée, les principales étapes et points abordés seront :

- Objectifs particuliers;
- Méthodologie;
- Conception et modélisation;
- Réponse sismique des ouvrages;
- Analyse des coûts sur le cycle de vie;
- Revue des objectifs et synthèse.

## **6. LISTE DES RÉFÉRENCES**

- [1] Aviram, Ady et al. (2010). Structural response and cost characterization of bridge construction using seismic performance enhancement strategies, University of California, Berkeley;
- [2] Chen, W-F (2003). Earthquake Engineering Handbook. Hawaii;
- [3] Chopra, A. K. (2007). Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, third edition, Californie;

- [4] CSA. (2006a) Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA S6-06 Standard;
- [5] CSA. (2006b) Commentary on CAN/CSA S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code;
- [6] Dion, Cassandra (2010). Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques;
- [7] Dynamic Isolation Systems (2011), Site internet : [www.dis-inc.com/](http://www.dis-inc.com/), date consulté : avril 2011;
- [8] Goodco Z-Tech (2011). Site internet : <http://www.goodcoztech.ws>, date consulté : avril 2011;
- [9] Guizani, L. (2003). Sur l'isolation sismique des ponts au Canada. 10<sup>e</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec;
- [10] Guizani, L. (2007). Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point. 14<sup>e</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec;
- [11] LCL Bridge (2011), Site internet : [www.lcl-bridge.com/](http://www.lcl-bridge.com/), date consulté : avril 2011;
- [12] Massicotte, Bruno (2001). Notes de cours sur le calcul des ponts routiers. Montréal;
- [13] RJ Watson (2011). Site internet : [www.rjwatson.com/](http://www.rjwatson.com/), date consulté : avril 2011;
- [14] Taylor devices (2011), Site internet : [www.taylordevices.com/](http://www.taylordevices.com/), date consulté : avril 2011.

**ANNEXE 1**  
**FEUILLES DE CALCUL**



Calcul de la charge statique équivalente, méthode de la charge uniforme (CU) (CSA S6-06) (sans isolation de la base)

PARAMÈTRES		RÉFÉRENCE
A = 0,40	Rapport d'accélération de la zone	[CSA S6-06 tab A.3.1.1]
I = 1,5	Coefficient de priorité du pont	[CSA S6-06 Art. 4.4.7.1]
S = 1,0	Coefficient de site	[CSA S6-06 Art. 4.4.6.1]
w = 215 kN / m	Poids linéaire du pont	
W = 13244 kN	Poids du pont	
L = 61,6 m	Longueur totale du tablier	
H = 6,0 m	Hauteur de la pile	
<b>Hypothèses de calcul :</b> Rigidité du tablier dans son plan = infinie Rigidité du sol = infinie		
$f_c$ béton = 35 MPa	Résistance du béton	
$\gamma_b$ = 2400 kg/m <sup>3</sup>	Densité du béton	
$E_c$ béton = 26273 MPa	Module élastique béton	[CSA S6-06 Art. 8.4.1.7]

**DIRECTION LONGITUDINALE**

Rigidité longitudinale de l'ouvrage

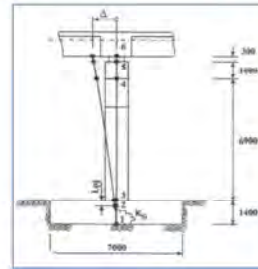
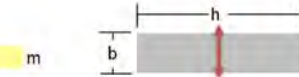
Dans cette direction, la rigidité de l'ouvrage est celle de la pile

D = 1,45 m	$I_{g-poteau} = 0,217 \text{ m}^4$
$I_{\text{effectif-poteau}} = 0,60$	$I_{g-poteau}$
$V_{s-max} = 2,10E-08 \text{ m/N}$	
$K_{\text{long-poteau}} = 47,5 \text{ kN/mm}$	
$K_{\text{long-pile}} = 190,0 \text{ kN/mm}$	

b = m h = m  
Inertie d'un poteau dans la direction longitudinale  
Réduction de l'inertie selon potentiel de fissuration

Déplacement par unité de force au haut de la ou des pile(s)

Rigidité longitudinale d'un poteau  
Nombre de poteaux  
Rigidité longitudinale de la ou des pile(s)



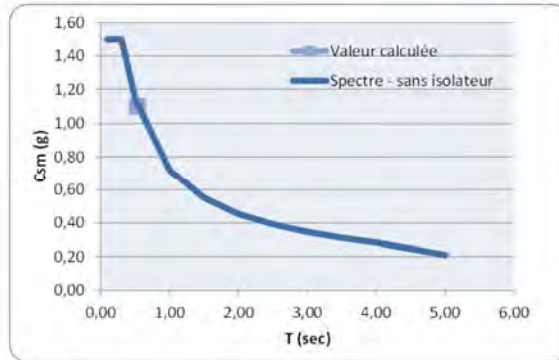
rect. :  $(b \cdot h^3) / 12$   
circ. :  $(\pi \cdot D^4) / 64$   
[B. Massicotte, p.4-20]

$[H^2 / 3EI_s]$

$[1 / V_{s-max}]$

Calcul du coefficient de réponse sismique élastique

T = 0,53 seconde	Période de vibration de la structure
$C_{sm} = 1,100 < 2,5 A I = 1,500$	
$C_{sm} = 1,100 \text{ g}$	



[CSA S6-06 art. 4.4.7]

[CSA S6-06 Art. 4.4.8.1]

Calcul de la charge statique équivalente et du déplacement correspondant

$P_e = 236,49 \text{ kN/m}$	Charge statique équivalente
$P_{\text{élastique}} = 14568 \text{ kN}$	Charge sismique élastique
$\Delta_{\text{pile}} = 76,7 \text{ mm}$	Déplacement statique équivalent
R = 5,0	Facteur de modification de réponse
$P_{\text{total}} = 2914 \text{ kN}$	Charge sismique de calcul

**DIRECTION TRANSVERSALE**

Calcul de la rigidité transversale de l'ouvrage

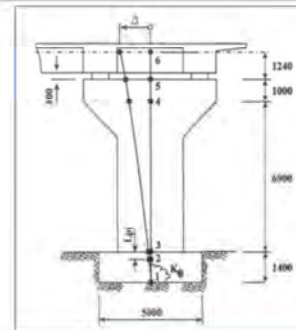
(Modélisation numérique)

Étude de la rigidité transversale - tablier, pile(s), culée(s)

K = 1000 kN/mm	$K = p_o L / V_{s-max}$
----------------	-------------------------

Calcul du coefficient de réponse sismique élastique

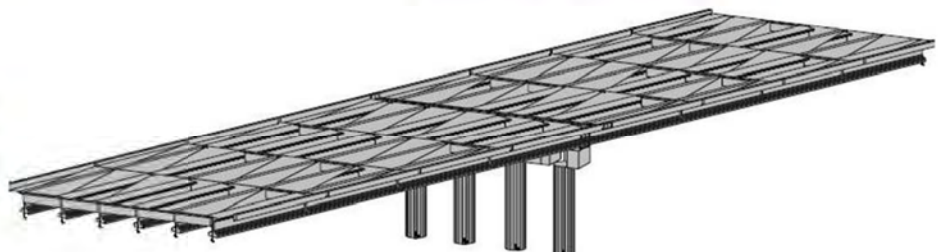
T = 0,23 seconde	Période de vibration
$C_{sm} = 1,913 < 2,5 A I = 1,500$	
$C_{sm} = 1,500$	



[CSA S6-06 art. 4.5.3.1]

Calcul de la charge statique équivalente et du déplacement

$P_p = 323 \text{ kN/m}$	Charge statique équivalente (ADA)
Déplacement transversal de la pile =	mm
Charge sismique transversale sur la pile =	kN
Charge culée 1 =	kN
Charge culée 2 =	kN



Calcul de la charge statique équivalente, méthode de la charge uniforme (CU) (CSA S6-06) (avec isolation de la base)

PARAMÈTRES		RÉFÉRENCE
A = 0,40	Rapport d'accélération de la zone	Hypothèses de calcul : [CSA S6-06 tab A.3.1.1]
l = N/A		Rigidité du tablier dans son plan = infinie
S <sub>i</sub> = 1,0	Coefficient de site modifié	Rigidité du sol = infinie [CSA S6-06 Art. 4.10.4]
w = 215 kN/m	Poids linéaire du pont	
W = 13244 kN	Poids du pont	f <sub>c béton</sub> = 35 MPa Résistance du béton
L = 61,6 m	Longueur totale du tablier	γ <sub>b</sub> = 2400 kg/m <sup>3</sup> Densité du béton
H = 6,0 m	Hauteur de la pile	E <sub>c béton</sub> = 26273 MPa Module élastique béton [CSA S6-06 Art. 8.4.1.7]

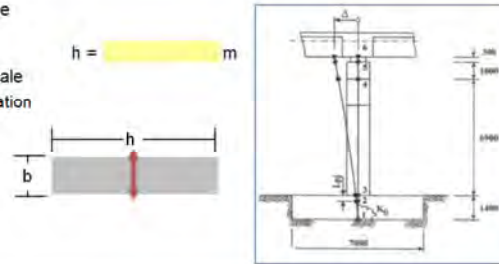
**DIRECTION LONGITUDINALE - isolée**

Rigidité longitudinale de l'ouvrage sous le système d'isolation

Rigidité de la pile

D = 1,60 m	
I <sub>g-poteau</sub> = 0,322 m <sup>4</sup>	
I <sub>effectif-poteau</sub> = 0,60 I <sub>g-poteau</sub>	
V <sub>s-max</sub> = 1,42E-08 m/N	
K <sub>eff (poteau)</sub> = 70,4 kN/mm	
4	
K <sub>eff (pile)</sub> = 281,7 kN/mm	

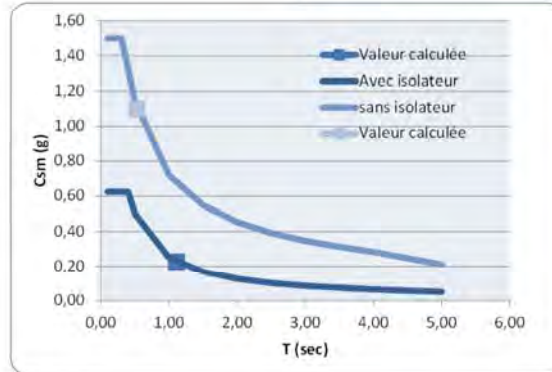
b = m	
Inertie d'un poteau dans la direction longitudinale	
Réduction de l'inertie selon potentiel de fissuration	
h = m	
h	
b	
h	
Déplacement par unité de force	
Rigidité longitudinale d'un poteau	
Nombre de poteaux	
Rigidité longitudinale de la ou des pile(s)	



rect. : (b\*h<sup>3</sup>)/12  
circ. : (pi\*D<sup>4</sup>)/64  
[H<sup>3</sup> / 3EI<sub>x</sub>]  
[1 / V<sub>s-max</sub>]

Calcul du coefficient de réponse sismique élastique

β = 25 %	% de l'amortissement critique
B = 1,60	Coefficient d'amortissement
T <sub>e</sub> = 1,11 seconde	Période de vibration du pont isolé
C <sub>sm</sub> = 0,225	< 2,5 A / B = 0,625
C <sub>sm</sub> = 0,225 g	



[CSA S6-06 cl. 4.10.6.2.1]  
[CSA S6-06 tab. 4.8]

Calcul de la charge statique équivalente et du déplacement du haut de la pile

P <sub>e</sub> = 48,42 kN/m	Charge statique équivalente
P élastique = 2983 kN	Charge sismique élastique
Δ pile = 10,6 mm	Déplacement statique équivalent du haut de la pile
Δ isolateur = 69,4 mm	Déplacement du système d'isolation - entre le haut de la pile et le tablier
Δ total = 80,0 mm	Déplacement total du tablier
R = 1,0	Facteur de modification de réponse
P total = 2983 kN	Charge sismique de calcul

R = 1.0 pour pont de secours ou pont d'urgence

[CSA S6-06 cl. 4.10.6.2.1]

**DIRECTION TRANSVERSALE - non isolée**

Calcul de la rigidité transversale du tablier

(Modélisation numérique)

Étude de la rigidité transversale - tablier, pile(s), culée(s)

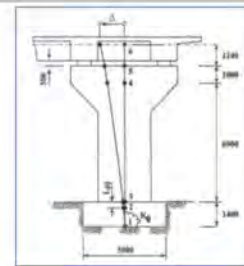
K = 1000 kN/mm      K = p<sub>o</sub> L / V<sub>s-max</sub>

Calcul du coefficient de réponse sismique élastique

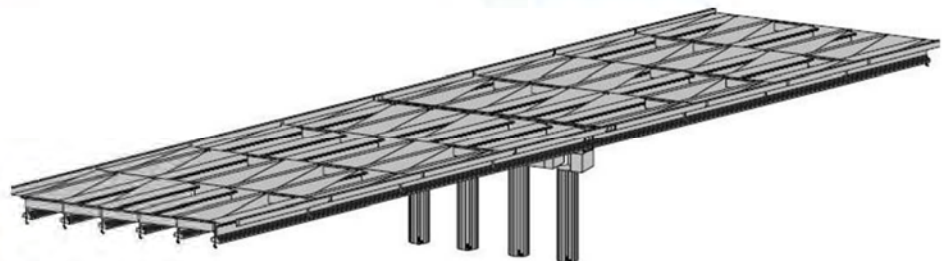
T = 0,23 seconde	Période de vibration
C <sub>sm</sub> = 1,083	< 2,5 A / B = 0,625
C <sub>sm</sub> = 0,625	

Calcul de la charge statique équivalente et du déplacement

P <sub>e</sub> = 134 kN/m	Charge statique équivalente (ADA)
Déplacement transversal de la pile =	mm
Charge sismique transversale sur la pile =	kN
Charge culée 1 =	kN
Charge culée 2 =	kN



[CSA S6-06 art. 4.5.3.1]  
[CSA S6-06 cl. 4.10.6.2.1]



# ANNEXE B

Dimensions des ponts étudiés



**Pont type 1-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1200 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	3750 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 1-A (isolé) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1200 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Propriétés des isolateurs**

Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	28.4 %
Déplacement	22 mm
$k_d$	0.2 kN/mm
$Q_d$	36 kN
EDC	1742 kN-mm

**Pont type 1-C (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1600 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	6500 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 1-C (isolé) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1600 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles pile	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	5250 kN/m
$\beta$	28.2 %
Déplacement	31 mm
$k_d$	1 kN/mm
$Q_d$	125 kN
EDC	8556 kN-mm

**Pont type 1-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	2000 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	10750 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 1-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	2000 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles pile	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	10000 mm
	Longueur	6000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	9000 kN/m
$\beta$	34.1 %
Déplacement	26 mm
$k_d$	1.5 kN/mm
$Q_d$	195 kN
EDC	13037 kN-mm

**Pont type 1-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	5000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 1-A (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles pile	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Propriétés des isolateurs**

Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	28.6 %
Déplacement	20 mm
$k_d$	0.2 kN/mm
$Q_d$	36.5 kN
EDC	1440 kN-mm



**Pont type 1-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	lw	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	2550 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	15500 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 2-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	1 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4250 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 2-A (isolé) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	1000 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	1 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Propriétés des isolateurs**

Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	27.7 %
Déplacement	29 mm
$k_d$	0.35 kN/mm
$Q_d$	48 kN
EDC	2935 kN-mm

**Pont type 2-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	2600 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	2600 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	13000 mm
	Longueur	14000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	13000 mm
	Longueur	14000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 2-B (isolé) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1080 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	2600 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	2600 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	10000 mm
	Longueur	5500 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	10000 mm
	Longueur	5500 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Propriétés des isolateurs**

Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	8250 kN/m
$\beta$	30.1 %
Déplacement	44 mm
$k_d$	1.45 kN/mm
$Q_d$	300 kN
EDC	30229 kN-mm

**Pont type 2-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 2 modules)**

	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonne pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	1600 mm
Colonne pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	1 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	3500 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 2-A (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonne pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Colonne pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1000 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	1 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	29.7 %
Déplacement	31 mm
$k_d$	0.35 kN/mm
$Q_d$	52 kN
EDC	3014 kN-mm

**Pont type 2-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2800 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle piles	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	13000 mm
	Longueur	13000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

**Pont type 2-B (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2800 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles piles	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	10000 mm
	Longueur	4750 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	9500 kN/m
$\beta$	28.8 %
Déplacement	43 mm
$k_d$	1.75 kN/mm
$Q_d$	333 kN
EDC	31969 kN-mm

**Pont type 3-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	6 unités
	d	1400 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4000 mm
Semelle pile 5	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	3250 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 3-A (isolé) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	6 unités
	d	1400 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1300 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 5	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	1500 kN/m
$\beta$	31.4 %
Déplacement	66 mm
$k_d$	0.36 kN/mm
$Q_d$	75 kN
EDC	12856 kN-mm

**Pont type 3-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	6 unités
	d	1400 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2100 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	13000 mm
	Longueur	13000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	11000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	7250 mm
Semelle pile 5	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	6000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 3-B (isolé) - (Pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	6 unités
	d	1400 mm
	b	350 mm
	t	40 mm
	w	12 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1800 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 5	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	7500 kN/m
$\beta$	28.3 %
Déplacement	55 mm
$k_d$	1.5 kN/mm
$Q_d$	330 kN
EDC	40333 kN-mm

**Pont type 3-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4000 mm
Semelle pile 5	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	3250 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 3-A (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 5	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	700 %
Déplacement	65 mm
$k_d$	0.55 kN/mm
$Q_d$	95 kN
EDC	20012 kN-mm



**Pont type 3-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	2500 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1500 mm
Colonnes pile 4	Nombre	3 unités
	Diamètre	1500 mm
Colonnes pile 5	Nombre	3 unités
	Diamètre	2500 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 1	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	16000 mm
	Longueur	18000 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4500 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	4250 mm
	Longueur	9000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	9250 mm

Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

**Pont type 3-B (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	2500 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1500 mm
Colonnes pile 4	Nombre	3 unités
	Diamètre	1500 mm
Colonnes pile 5	Nombre	3 unités
	Diamètre	2500 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles pile 1	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 3	Épaisseur	600 mm
	Largeur	9000 mm
	Longueur	3000 mm
Semelle pile 4	Épaisseur	600 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4250 mm

Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	7600 kN/m
$\beta$	30.8%
Déplacement	60 mm
$k_d$	1.75 kN/mm
$Q_d$	350 kN
EDC	52889 kN-mm

**Pont type 1-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	9000 mm
Pieux	Nombre	28 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 1-A (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles pile	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	11000 mm
	Longueur	7000 mm
Pieux	Nombre	20 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	28.6 %
Déplacement	20 mm
$k_d$	0.2 kN/mm
$Q_d$	36.5 kN
EDC	1440 kN-mm

**Pont type 1-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 1 module)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes de la pile	Nombre	3 unités
	Diamètre	2550 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	1 unités
	Ouverture	50 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	18000 mm
	Longueur	18000 mm
Pieux	Nombre	68 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
Semelles culées	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	5000 mm

**Pont type 2-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	1500 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1000 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	1 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	6000 mm
Pieux	Nombre	24 unités
Semelle pile 3	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	6000 mm
Pieux	Nombre	16 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

**Pont type 2-A (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes pile 2	Nombre	3 unités
	Diamètre	1500 mm
Colonnes pile 3	Nombre	3 unités
	Diamètre	1000 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	1 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4500 mm
Pieux	Nombre	15 unités
Semelle pile 3	Épaisseur	1000 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	4500 mm
Pieux	Nombre	15 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	29.7 %
Déplacement	31 mm
$k_d$	0.35 kN/mm
$Q_d$	52 kN
EDC	3014 kN-mm

**Pont type 2-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2800 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles piles	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	12000 mm
Pieux	Nombre	68 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

**Pont type 2-B (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 2 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1200 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
	w	180 mm
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2800 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	2 unités
	Ouverture	80 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelles piles	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	10000 mm
	Longueur	8000 mm
Pieux	Nombre	36 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	10000 kN/m
$\beta$	29.8 %
Déplacement	42 mm
$k_d$	1.75 kN/mm
$Q_d$	350 kN
EDC	33345 kN-mm

**Pont type 3-A (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
w	180 mm	
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	12000 mm
Pieux	Nombre	33 unités
Semelle pile 3	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	12000 mm
Pieux	Nombre	30 unités
Semelle pile 4	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	12000 mm
Pieux	Nombre	30 unités
Semelle pile 5	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	12000 mm
Pieux	Nombre	33 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

**Pont type 3-A (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 3 modules)**

Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
w	180 mm	
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	1400 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	10000 mm
Pieux	Nombre	26 unités
Semelle pile 3	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	8000 mm
Pieux	Nombre	20 unités
Semelle pile 4	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	8000 mm
Pieux	Nombre	20 unités
Semelle pile 5	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	12000 mm
	Longueur	8000 mm
Pieux	Nombre	20 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	2000 kN/m
$\beta$	31.7%
Déplacement	66 mm
$k_d$	0.5 kN/mm
$Q_d$	100 kN
EDC	20686 kN-mm



**Pont type 3-B (conventionnel) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 3 modules)**

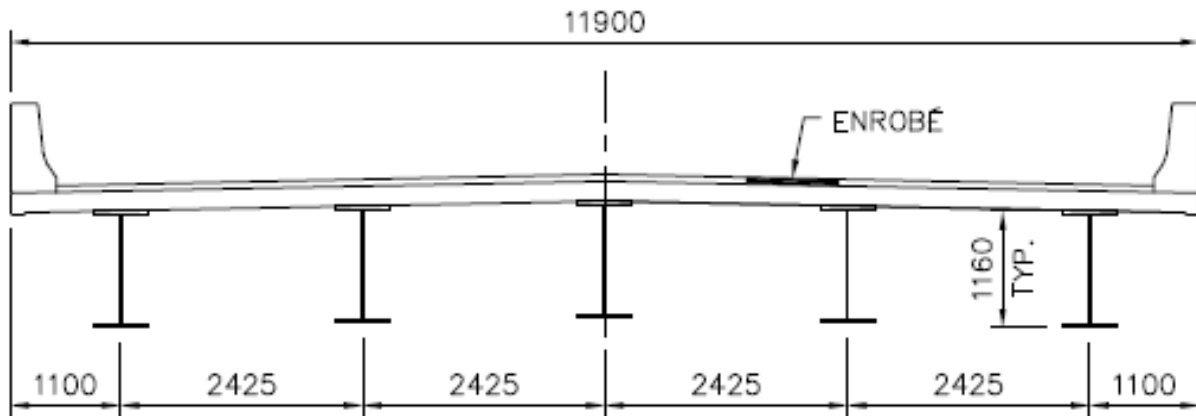
Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
w	180 mm	
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2500 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	20000 mm
	Longueur	20000 mm
Pieux	Nombre	92 unités
Semelle pile 3	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	20000 mm
	Longueur	20000 mm
Pieux	Nombre	92 unités
Semelle pile 4	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	16000 mm
	Longueur	16000 mm
Pieux	Nombre	60 unités
Semelle pile 5	Épaisseur	2000 mm
	Largeur	16000 mm
	Longueur	16000 mm
Pieux	Nombre	60 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

**Pont type 3-B (isolé) - (Pont de secours, tablier lourd, pieux, 3 modules)**

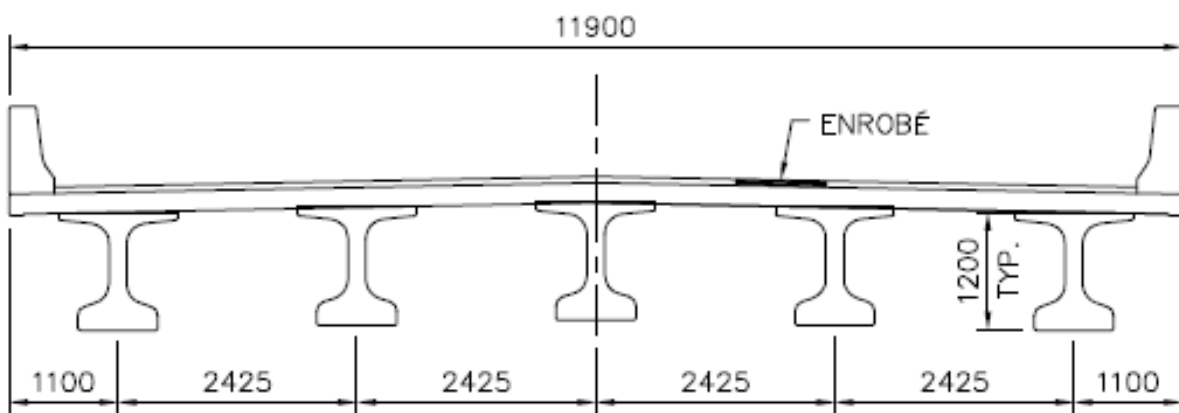
Élément	Dimensions	Unité
Poutres	Nombre	5 unités
	d	1600 mm
	b1	1200 mm
	b2	810 mm
	t1	85 mm
	t2	220 mm
w	180 mm	
Dalle	Épaisseur	200 mm
Colonnes des piles	Nombre	3 unités
	Diamètre	2500 mm
Chevêtre	Hauteur	1550 mm
	Largeur	1220 mm
	Longueur	11900 mm
Joints de dilatation	Nombre	2 unités
	Nombre de modules par joint	3 unités
	Ouverture	120 mm
Appareil d'appui	Nombre	10 unités
	T (épaisseur)	50 mm
	A (largeur)	450 mm
	B (longueur)	350 mm
Semelle pile 2	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	14000 mm
Pieux	Nombre	49 unités
Semelle pile 3	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	14000 mm
Pieux	Nombre	49 unités
Semelle pile 4	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	14000 mm
Pieux	Nombre	49 unités
Semelle pile 5	Épaisseur	1500 mm
	Largeur	14000 mm
	Longueur	14000 mm
Pieux	Nombre	49 unités
Culées	Hauteur culée	5000 mm
	Largeur culée	13700 mm
	Hauteur mur garde-grève	1890 mm
	Épaisseur mur garde-grève	450 mm
	Longueur d'assise	800 mm
	Longueur mur d'aile	6000 mm
	Épaisseur mur d'aile	450 mm
	Épaisseur dalle de transition	200 mm
	Largeur dalle de transition	11900 mm
	Longueur dalle de transition	6000 mm
	Semelles culées	Épaisseur
Largeur		14000 mm
Longueur		5000 mm

Propriétés des isolateurs	
Rigidité effective ( $K_{eff}$ )	7600 kN/m
$\beta$	30.8%
Déplacement	60 mm
$k_d$	1.75 kN/mm
$Q_d$	350 kN
EDC	52889 kN-mm

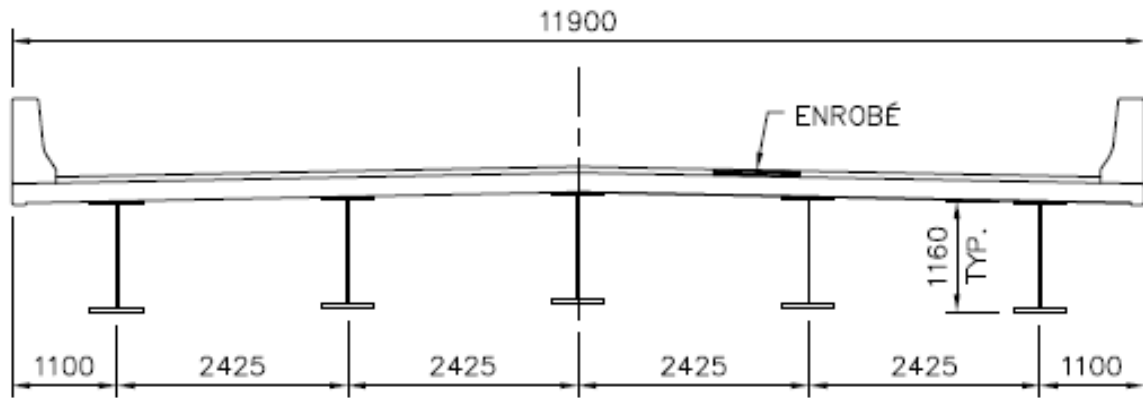
### Tablier pont de géométrie type 1 - léger



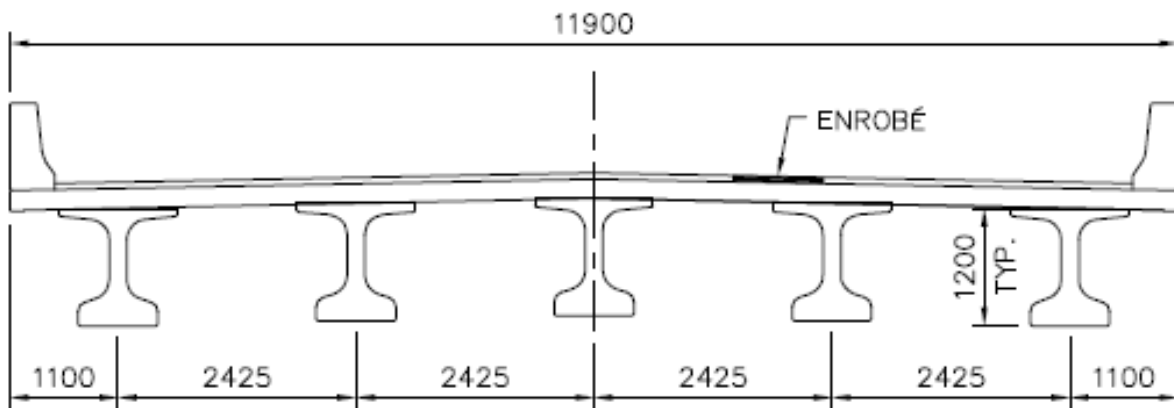
### Tablier pont de géométrie type 1- lourd



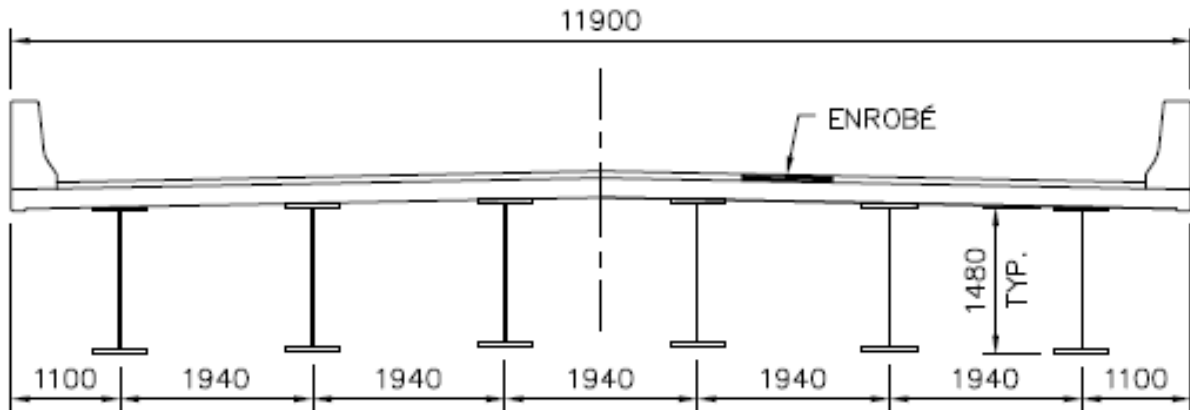
### Tablier pont de géométrie type 2 – léger



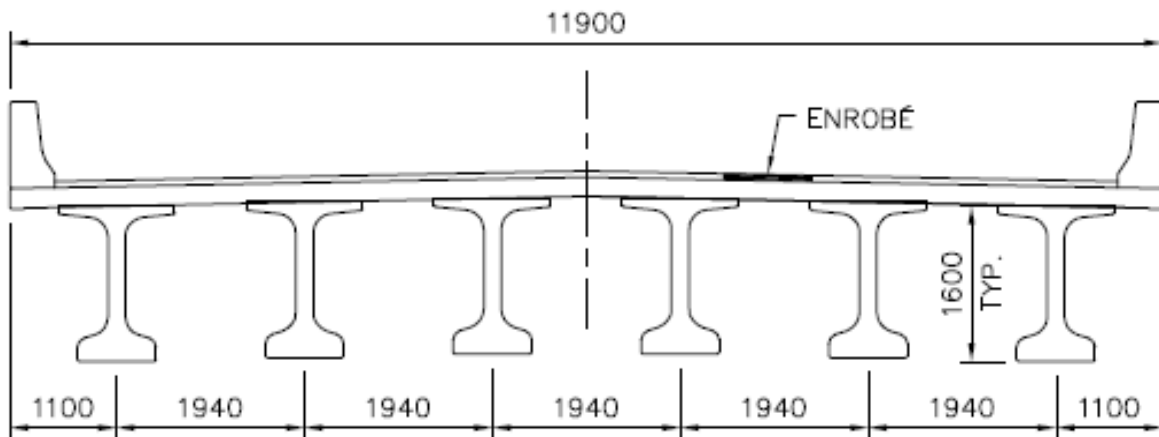
### Tablier pont de géométrie type 2 - lourd

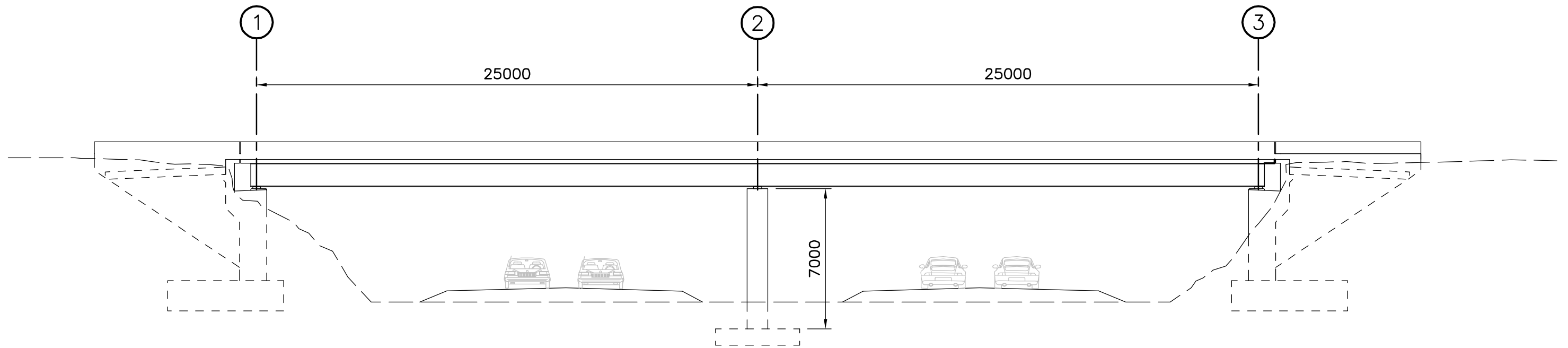


### Tablier pont de géométrie type 3 – léger



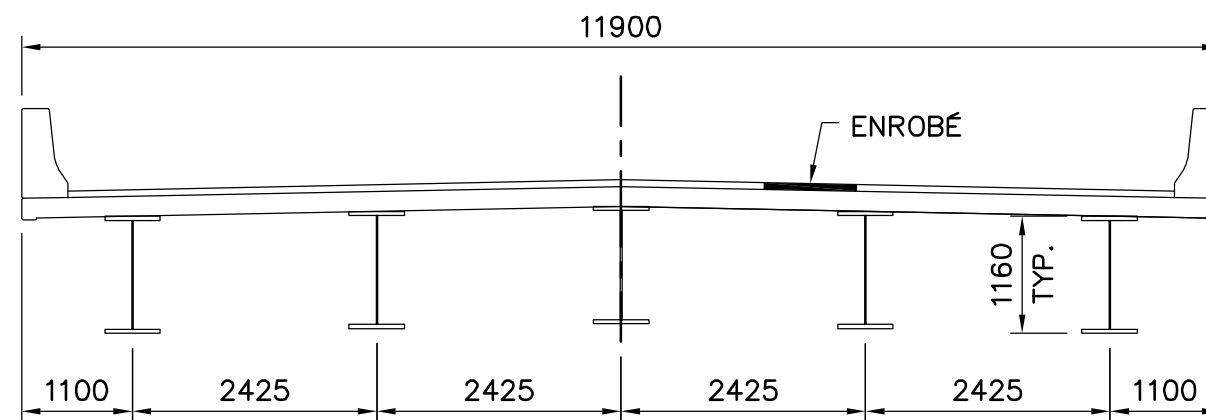
### Tablier pont de géométrie type 3 - lourd





**VUE EN ÉLÉVATION**  
**GÉOMÉTRIE DE TYPE 1**

ÉCH. 1:200

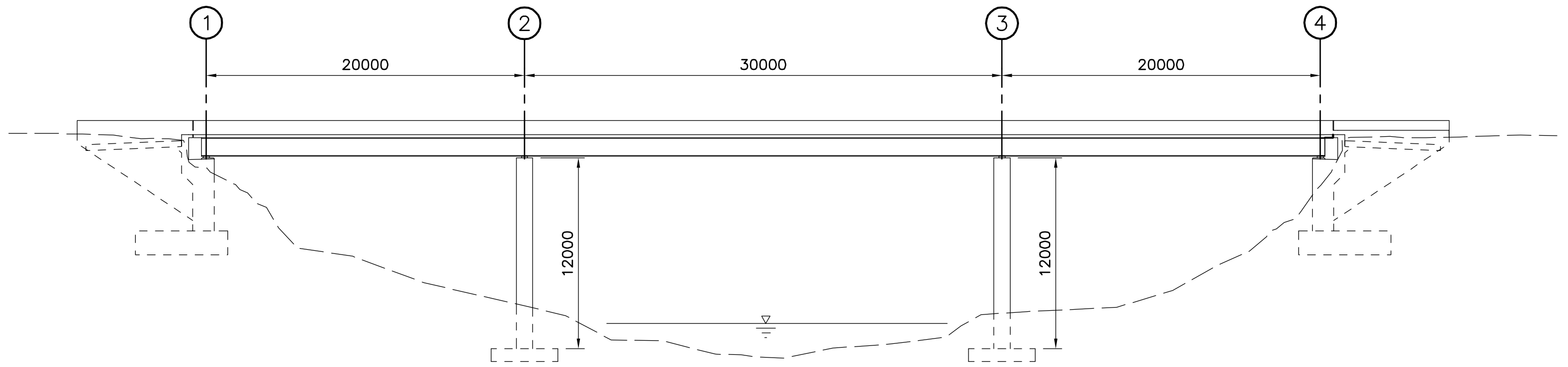


**COUPE TABLIER**  
**GÉOMÉTRIE DE TYPE 1**

ÉCH. 1:75

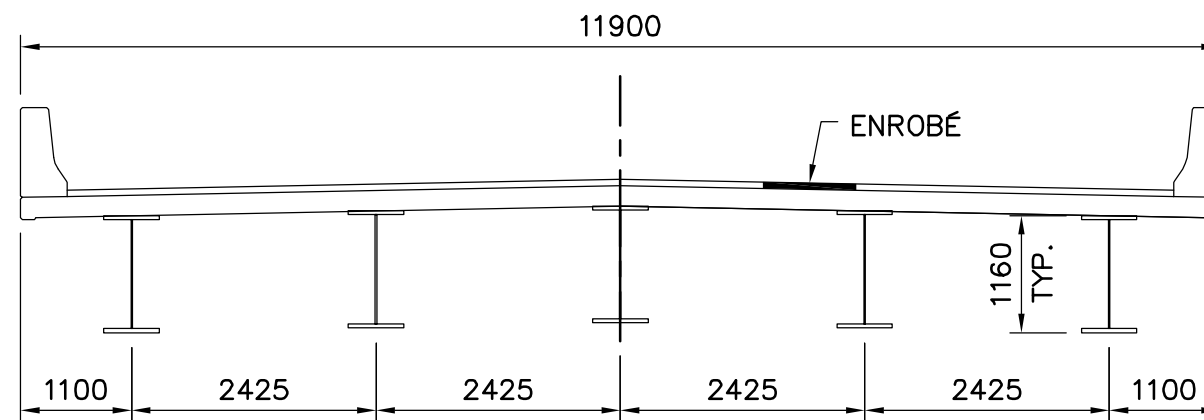


TITRE : PONT TYPE 1-A(i)	
PROJET : RENTABILITÉ D'ÉQUIPEMENTS PARASISMIQUES	DATE : 2015-01-29
DOSSIER MTQ No:	EXTRAIT No: CR-1 / 3
DOSSIER CIMA No: Q08783A	



**VUE EN ÉLÉVATION**  
**GÉOMÉTRIE DE TYPE 2**

ÉCH. 1:250

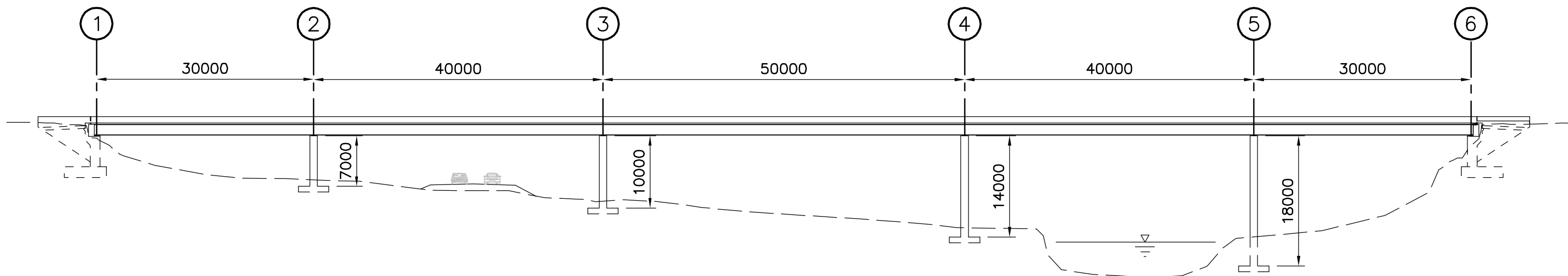


**COUPE TABLIER**  
**GÉOMÉTRIE DE TYPE 2**

ÉCH. 1:75

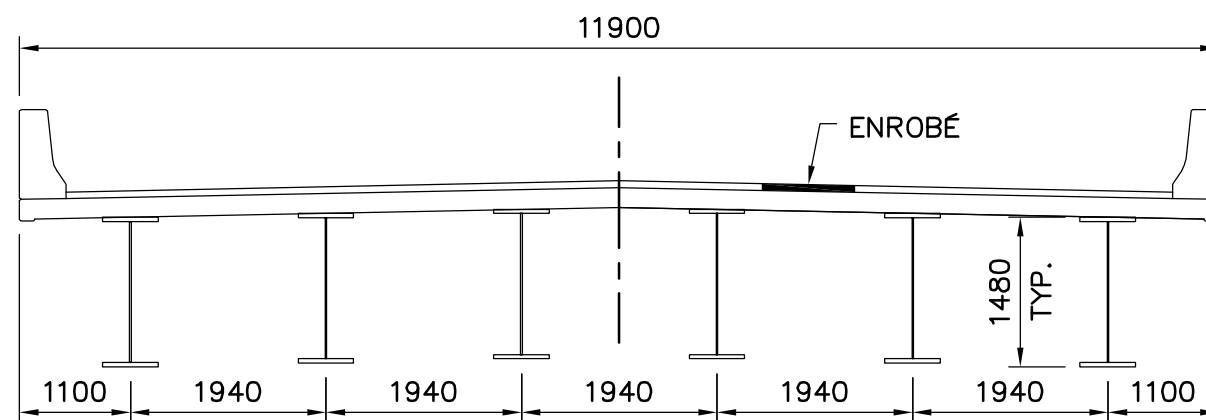


TITRE : PONT TYPE 2-A(i)	
PROJET : RENTABILITÉ D'ÉQUIPEMENTS PARASISMIQUES	DATE : 2015-01-29
DOSSIER MTQ No:	EXTRAIT No: CR-2 / 3
DOSSIER CIMA No: Q08783A	



**VUE EN ÉLEVATION**  
**GÉOMÉTRIE DE TYPE 3**

ÉCH. 1:550



**COUPE TABLIER**  
**GÉOMÉTRIE DE TYPE 3**

ÉCH. 1:75

**CIMA**  
SOCIÉTÉ D'INGÉNIÉRIE  
ISO 9001

TITRE : PONT TYPE 3-A(i)	
PROJET : RENTABILITÉ D'ÉQUIPEMENTS PARASISMIQUES	DATE : 2015-01-29
DOSSIER MTQ No:	EXTRAIT No: CR-3 / 3
DOSSIER CIMA No: Q08783A	



# ANNEXE C

Notes de calculs tablier



### Calcul de la résistance d'une poutre mixte

Documents et références

#### Documents et références

Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA - S6-06);

Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code (S6.1-06);

Manuel de conception des structures, ministère des Transports du Québec, janvier 2013;

Calcul des charpentes d'acier - Tome 2, Beaulieu, Picard, Tremblay, Grondin et Massicotte, 2010.

Documents et références

Caractéristiques de la structure

Propriétés des matériaux

## Propriétés des matériaux

### Acier des poutres

Limite élastique:

$$F_y := 350 \text{ MPa}$$

Coefficient de tenue de l'acier en flexion:

$$\phi_s := 0.95 \quad (\text{CAN/CSA S6-06, art. 10.5.7})$$

Module d'élasticité:

$$E_s := 200000 \cdot \text{MPa} \quad (\text{CAN/CSA S6-06, art. 10.4.2})$$

Module d'élasticité en cisaillement:

$$G_s := 77000 \cdot \text{MPa} \quad (\text{CAN/CSA S6-06, art. 10.4.2})$$

### Béton de la dalle

Résistance à la compression:

$$f_c := 35 \text{ MPa}$$

Masse volumique du béton:

$$\gamma_c := 2400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Module d'élasticité:

$$E_c := \left[ 3000 \cdot \left( \frac{f_c}{\text{MPa}} \right)^{0.5} + 6900 \right] \cdot \left( \frac{\gamma_c}{2300 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \right)^{1.5} \cdot \text{MPa} = 26273 \text{ MPa} \quad (\text{CAN/CSA S6-06, art. 8.4.1.7})$$

Coefficient de tenue du béton:

$$\phi_c := 0.75 \quad (\text{CAN/CSA S6-06, tableau 8.1})$$

### Acier d'armature

Limite élastique:

$$f_y := 400 \text{ MPa}$$

Coefficient de tenue de l'acier d'armature:

$$\phi_r := 0.90 \quad (\text{CAN/CSA S6-06, art. 10.5.7})$$

Propriétés des matériaux

Dimensions de la structure

**Poutres**

Portée des poutres :	$L_{\text{poutres}} := 25000 \cdot \text{mm}$		
Espacement entre les poutres:	$S_{\text{poutres}} := 2275 \cdot \text{mm}$		
Espacement entre les contreventements:	$S_{\text{contreventements}} := 5000 \cdot \text{mm}$		
Largeur de la semelle supérieure:	$b_1 := 350 \text{mm}$	Hauteur de la semelle supérieure:	$t_1 := 30 \text{mm}$
Hauteur de l'âme:	$h_w := 1080 \text{mm}$	Épaisseur de l'âme:	$w := 12 \text{mm}$
Largeur de la semelle inférieure:	$b_2 := 350 \text{mm}$	Hauteur de la semelle inférieure:	$t_2 := 30 \text{mm}$
Hauteur totale de la poutre:	$d := h_w + t_1 + t_2 = 1140 \text{mm}$		
Aire de la section :	$A_s := b_1 \cdot t_1 + h_w \cdot w + b_2 \cdot t_2 = 33960 \text{mm}^2$		
Poids linéaire:	$w_s := A_s \cdot 77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$		

**Dalle**

Épaisseur de la dalle:	$t_c := 200 \text{mm}$	Longueur du porte-à-faux:	$L_{\text{PAF}} := 1400 \text{mm}$
Moitié de la portée transversale de la dalle:	$b := \frac{S_{\text{poutres}}}{2} = 1137.5 \text{mm}$		(CAN/CSA S6-06, fig. 5.5)
Largeur effective:	$b_e := \text{if} \left[ \frac{L_{\text{poutres}}}{b} > 15, b, b \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{L_{\text{poutres}}}{15 \cdot b} \right)^3 \right] \right] = 1137.5 \text{mm}$		(CAN/CSA S6-06, art. 5.8.2.1)
Diamètre d'une barre d'armature longitudinale:	$d_b := 19.5 \text{mm}$		
Espacement des barres d'armature longitudinales:	$s_{\text{armature}} := 200 \text{mm}$		
Diamètre d'une barre d'armature transversale:	$d_{b\_transv} := 19.5 \text{mm}$		
Espacement des barres d'armature transversales:	$s_{\text{armature\_transv}} := 200 \text{mm}$		
Recouvrement des barres d'armature:	$\text{cover} := 75 \text{mm}$		
Nombre de barres d'armature dans la largeur effective:	$n_{\text{barres}} := \text{round} \left( \frac{b_e}{s_{\text{armature}}} \right) + 1 = 7$		
Aire d'une barre d'armature longitudinale:	$A_r := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 298.65 \text{mm}^2$		
Aire d'armature dans la largeur effective:	$A_{r\_eff} := A_r \cdot n_{\text{barres}} = 2090.53 \text{mm}^2$		
Aire d'une barre d'armature transversale:	$A_{r\_transv} := \frac{\pi \cdot d_{b\_transv}^2}{4} = 298.65 \text{mm}^2$		

Dimensions de la structure

Propriétés de la section en acier

**Propriétés de la section en acier**

Position du centre de gravité: 
$$y_{g\_poutre} := \frac{\left(d - \frac{t_1}{2}\right) \cdot t_1 \cdot b_1 + \left(\frac{h_w}{2} + t_2\right) \cdot w \cdot h_w + \frac{t_2}{2} \cdot t_2 \cdot b_2}{A_s} = 570 \text{ mm}$$

**Note:** p/r au dessous de la section

Inertie de la semelle supérieure: 
$$I_{s\_sup} := \frac{b_1 \cdot t_1^3}{12} = 787500 \text{ mm}^4$$
 Inertie de l'âme: 
$$I_{âme} := \frac{w \cdot h_w^3}{12} = 1.26 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Inertie de la semelle inférieure: 
$$I_{s\_inf} := \frac{b_2 \cdot t_2^3}{12} = 787500 \text{ mm}^4$$

Inertie de la poutre seule:

$$I_{poutre} := I_{s\_sup} + b_1 \cdot t_1 \cdot \left(d - y_{g\_poutre} - \frac{t_1}{2}\right)^2 + I_{âme} + w \cdot h_w \cdot \left[y_{g\_poutre} - \left(\frac{h_w}{2} + t_2\right)\right]^2 + I_{s\_inf} + b_2 \cdot t_2 \cdot \left(y_{g\_poutre} - \frac{t_2}{2}\right)^2 = 7.73 \times 10^9 \text{ mm}^4$$
 Inert

Inertie de la poutre seule - axe faible: 
$$I_y := \frac{h_w \cdot w^3}{12} + \frac{t_1 \cdot b_1^3}{12} + \frac{t_2 \cdot b_2^3}{12} = 214.53 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Constante de torsion de Saint-Venant: 
$$J_s := \frac{b_1 \cdot t_1^3 + b_2 \cdot t_2^3 + h_w \cdot w^3}{3} = 6.92 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Constante de torsion de gauchissement: 
$$C_w := \frac{\left(y_{g\_poutre} - \frac{t_2}{2} + d - y_{g\_poutre} - \frac{t_1}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{b_1^3 \cdot t_1}{12}\right) \cdot \left(\frac{b_2^3 \cdot t_2}{12}\right)}{\frac{b_1 \cdot t_1^3}{12} + \frac{b_2 \cdot t_2^3}{12}} = 131.1 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

Position de l'axe neutre plastique: 
$$e_{ANP} := \frac{0.5 \cdot A_s - b_2 \cdot t_2}{w} = 540 \text{ mm}$$

Module de section plastique:

$$Z_{poutre} := b_1 \cdot t_1 \cdot \left(d - \frac{t_1}{2} - e_{ANP} - t_2\right) + (h_w - e_{ANP}) \cdot w \cdot \left(\frac{h_w - e_{ANP}}{2}\right) + e_{ANP} \cdot w \cdot \frac{e_{ANP}}{2} + b_2 \cdot t_2 \cdot \left(e_{ANP} + \frac{t_2}{2}\right) = 15.15 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Module de section élastique:

Par rapport au dessous de la section: 
$$S_{poutre} := \frac{I_{poutre}}{y_{g\_poutre}} = 13.56 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Par rapport au dessus de la section: 
$$S_{poutre\_top} := \frac{I_{poutre}}{(d - y_{g\_poutre})} = 13.56 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Propriétés de la section en acier

Propriétés de la section mixte

### Propriétés de la section mixte

Rapport des modules d'élasticité: 
$$n_e := \frac{E_s}{E_c} = 7.61$$

Position du centre de gravité: 
$$y_{g\_composite\_n} := \frac{A_s \cdot y_{g\_poutre} + \frac{t_c}{n_e} \cdot b_e \cdot \left(d + \frac{t_c}{2}\right)}{A_s + \frac{t_c}{n_e} \cdot b_e} = 883.62 \text{ mm}$$

$$y_{g\_composite\_3n} := \frac{A_s \cdot y_{g\_poutre} + \frac{t_c}{3n_e} \cdot b_e \cdot \left(d + \frac{t_c}{2}\right)}{A_s + \frac{t_c}{3n_e} \cdot b_e} = 721.96 \text{ mm}$$

**Note:** p/r au dessous de la section

Inertie de la section composite:

$$I_{composite\_n} := I_{poutre} + A_s \cdot \left(\frac{d}{2} - y_{g\_composite\_n}\right)^2 + \frac{b_e \cdot t_c^3}{12 \cdot n_e} + \frac{t_c \cdot b_e}{n_e} \cdot \left(d + \frac{t_c}{2} - y_{g\_composite\_n}\right)^2 = 14.97 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{composite\_3n} := I_{poutre} + A_s \cdot \left(\frac{d}{2} - y_{g\_composite\_3n}\right)^2 + \frac{b_e \cdot t_c^3}{12 \cdot 3n_e} + \frac{t_c \cdot b_e}{3 \cdot n_e} \cdot \left(d + \frac{t_c}{2} - y_{g\_composite\_3n}\right)^2 = 11.22 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

### Moment positif

(p/r au dessous de la section)

Module de section élastique (Sn): 
$$S_{composite\_n} := \frac{I_{composite\_n}}{y_{g\_composite\_n}} = 16.94 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Module de section élastique (S3n): 
$$S_{composite\_3n} := \frac{I_{composite\_3n}}{y_{g\_composite\_3n}} = 15.54 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

### Moment négatif

(p/r au dessus de la section)

Module de section élastique (S'): 
$$S_{prime} := S_{poutre\_top} = 13.56 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

**Note:** L'acier d'armature est négligée

Propriétés de la section mixte

Efforts**Efforts sollicitant la poutre mixte**Logiciel de calcul: **CSI Bridge****Moment dû à la charge permanente sur la poutre en acier nue**

- Non pondéré:  $M_{d\_pos} := 135.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{d\_neg} := 238.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$

**Moment dû à la charge permanente sur la poutre mixte**

- Non pondéré:  $M_{sd\_pos} := 1008.3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{sd\_neg} := 1810.1 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$   
- Pondéré:  $M_{fsd\_pos} := 1.2 \cdot M_{sd\_pos} = 1209.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{fsd\_neg} := 1.2 \cdot M_{sd\_neg} = 2172.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$

**Moment dû à la surcharge routière sur la poutre mixte**

- Non pondéré:  $M_{L\_pos} := 1126.9 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{L\_neg} := 882.0 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$   
- Pondéré:  $M_{fL\_pos} := 1.7 \cdot M_{L\_pos} = 1915.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{fL\_neg} := 1.7 \cdot M_{L\_neg} = 1499.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

 Efforts



☑ CAN/CSA S6-06, articles 10.11.1 à 10.11.3

### 10.11.1 Généralités

L'article 10.11 s'applique aux ouvrages constitués de poutres d'acier et d'une dalle de béton, dans lesquels la résistance au cisaillement à l'interface de la dalle et des poutres est assurée par des connecteurs mécaniques (y compris les ponts non étayés au cours de la mise en place de la dalle). Il s'applique aux poutres en acier symétriques et asymétriques autour de l'axe principal. Si les poutres sont étayées pendant la coulé du platelage, les méthodes de conception utilisées doivent être approuvées.

### 10.11.2 Dimensionnement

Seule la section d'acier doit être dimensionné de façon à supporter toutes les charges pondérées appliquées avant que la résistance du béton n'atteigne  $0.75f_c$ . On doit tenir compte des conditions de retenue latérale qui existent lorsque différentes charges sont appliquées.

L'âme de la section d'acier doit être conçue de façon à supporter la totalité du cisaillement vertical et doit être conforme aux articles 10.10.5 à 10.10.8.

Le type de béton, sa résistance et ses autres propriétés, ainsi que les mesures prises pour contrôler la fissuration doivent être conforme au chapitre 8.

La largeur effective de la dalle doit être déterminée conformément à l'article 5.8.2.1.

### 10.11.3 Effets du fluage et du retrait

Pour tenir compte de l'effet du fluage dû à la partie de la charge permanente appliquée après que la résistance du béton a atteint  $0.75f_c$  et au lieu de calculs plus détaillés, on peut utiliser un rapport des modules d'élasticité de 3.1 et pour le calcul des propriétés de la section.

Pour l'ÉLUT, on doit tenir compte, au moment des calculs, des déformations différentielles de retrait correspondant à la différence entre le retrait libre du béton et celui sous entrave.

☒ CAN/CSA S6-06, articles 10.11.1 à 10.11.3

Limitation des flèches permanentes

### Limitation des flèches permanentes (CAN/CSA S6-06, article 10.11.4)

Pour les poutres mixtes, la contrainte normale, dans l'une et l'autre des semelles de la section d'acier, due aux charges permanentes et aux surcharges d'utilisation ne doit pas dépasser  $0.90 \cdot F_y$ . Les conditions suivantes doivent aussi être satisfaites:

a) Dans les zones de moment positif:

$$\frac{M_{d\_pos}}{S_{poutre}} + \frac{M_{sd\_pos}}{S_{composite\_3n}} + \frac{M_{L\_pos}}{S_{composite\_n}} = 141.41 \text{ MPa}$$

$$0.9 \cdot F_y = 315 \text{ MPa}$$

$$\text{if} \left( \frac{M_{d\_pos}}{S_{poutre}} + \frac{M_{sd\_pos}}{S_{composite\_3n}} + \frac{M_{L\_pos}}{S_{composite\_n}} > 0.9 \cdot F_y, \text{"CONTRAINTE TROP ÉLEVÉE"} , \text{"OK"} \right) = \text{"OK"}$$

b) Dans les zones de moment négatif:

$$\frac{M_{d\_neg}}{S_{poutre\_top}} + \frac{M_{sd\_neg} + M_{L\_neg}}{S_{prime}} = 216.1 \text{ MPa}$$

$$0.9 \cdot F_y = 315 \text{ MPa}$$

$$\text{if} \left( \frac{M_{d\_neg}}{S_{poutre\_top}} + \frac{M_{sd\_neg} + M_{L\_neg}}{S_{prime}} > 0.9 \cdot F_y, \text{"CONTRAINTE TROP ÉLEVÉE"} , \text{"OK"} \right) = \text{"OK"}$$

Limitation des flèches permanentes

☑ États limites d'utilisation (CAN/CSA S6-06, article 3.4.4)

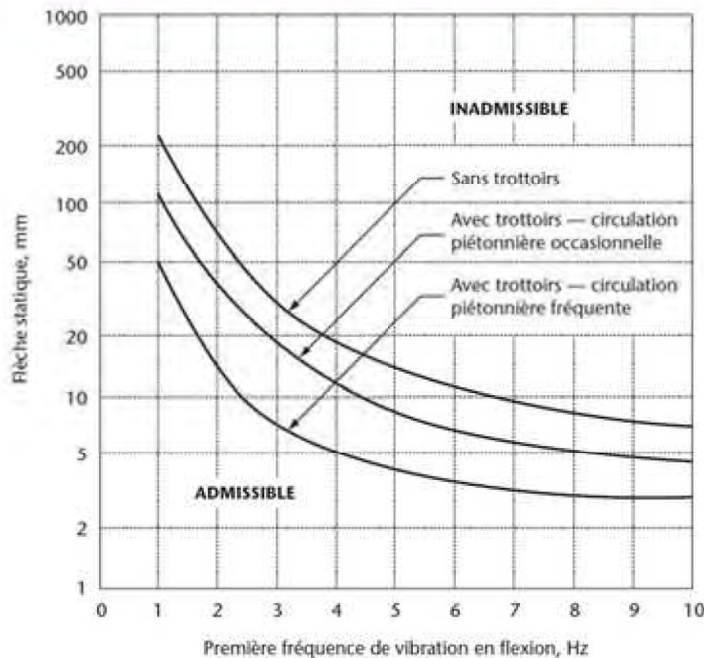
### 3.4.4 États limites d'utilisation

Les éléments structuraux doivent, pour toutes les combinaisons de charges à considérer, satisfaire aux exigences visant les états limites d'utilisation énoncés dans les chapitres pertinents de ce Code.

Les limites de vibration de l'ossature doivent être considérés comme un état limite d'utilisation.

Le dimensionnement des ossatures autres que celles des ponts à longue portée doit être tel que la flèche maximale due à la surcharge routière pondérée, y compris le coefficient de majoration dynamique, ne dépasse pas la limite indiquée à la figure 3.1 pour l'intensité prévue de circulation piétonnière. La limite de flèche doit être appliquée au centre du trottoir, ou en l'absence de trottoir, à la face intérieure du dispositif de retenue. La surcharge routière doit être celle spécifiée à l'article 3.8.4.1 c).

On doit utiliser une méthode de calcul approuvée pour s'assurer que les vibrations susceptibles de survenir en condition normale d'utilisation ne constituent pas une source d'inconfort ou de préoccupation pour les utilisateurs des passerelles piétonnières.



**Figure 3.1**  
**Limites de flèche pour les vibrations de l'ossature des ponts routiers**

Première fréquence de vibration:  $f_1 := 2.87 \text{ Hz}$  (valeur tirée du logiciel CSI Bridge)

Flèche statique due à la surcharge routière:  $\Delta_L := 20.18 \text{ mm}$  (valeur tirée du logiciel CSI Bridge)

**Note:** Centre de la roue de la charge mobile placée au droit du chasse-roue, flèche en rive

Flèche admissible (tirée de la figure 3.1):  $\Delta_{L\_adm} := 20 \text{ mm}$

**Note:** Circulation piétonnière occasionnelle

Vérification:  $\text{if}(\Delta_L > \Delta_{L\_adm}, \text{"FLÈCHE TROP IMPORTANTE"}, \text{"OK"}) = \text{"FLÈCHE TROP IMPORTANTE"}$

☑ États limites d'utilisation (CAN/CSA S6-06, article 3.4.4)

Classe de la section

**Classe de la section (CAN/CSA S6-06, tableau 10.3)**

**Semelle supérieure**

$$\text{Classe}_{\text{semelle\_sup}} := \begin{cases} 3 & \text{if } \frac{b_1}{2} \leq \frac{200}{\sqrt{F_y \frac{1}{\text{MPa}}}} \\ 2 & \text{if } \frac{b_1}{2} \leq \frac{170}{\sqrt{F_y \frac{1}{\text{MPa}}}} \\ 1 & \text{if } \frac{b_1}{2} \leq \frac{145}{\sqrt{F_y \frac{1}{\text{MPa}}}} \end{cases}$$

$\text{Classe}_{\text{semelle\_sup}} = 1$

**Âme**

$$\text{Classe}_{\text{âme}} := \begin{cases} 3 & \text{if } \frac{h_w}{w} \leq \frac{1900}{\sqrt{F_y \frac{1}{\text{MPa}}}} \\ 2 & \text{if } \frac{h_w}{w} \leq \frac{1700}{\sqrt{F_y \frac{1}{\text{MPa}}}} \\ 1 & \text{if } \frac{h_w}{w} \leq \frac{1100}{\sqrt{F_y \frac{1}{\text{MPa}}}} \end{cases}$$

$\text{Classe}_{\text{âme}} = 2$

**Classe de la section (suite)**

**Semelle inférieure**

$$\text{Classe}_{\text{semelle\_inf}} := \begin{cases} 3 & \text{if } \frac{b_2}{t_2} \leq \frac{1900}{\sqrt{F_y \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \\ 2 & \text{if } \frac{b_2}{t_2} \leq \frac{1700}{\sqrt{F_y \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \\ 1 & \text{if } \frac{b_2}{t_2} \leq \frac{1100}{\sqrt{F_y \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \end{cases}$$

$\text{Classe}_{\text{semelle\_inf}} = 1$

▢ Classe de la section

▣ Sections de classe 1 et 2 - Zone de moment positif (CAN/CSA S6-06, article 10.11.5)

**Sections de classe 1 et 2 - Zone de moment positif (CAN/CSA S6-06, article 10.11.5)**

**10.11.5.2.1 Répartition des contraintes**

Le moment résistant pondéré de la section fléchie doit être calculé à l'aide d'une répartition des contraintes entièrement plastiques, comme le montre la figure 10.1.

**10.11.5.2.2 Résistance à la compression du béton**

La résistance pondérée à la compression de la dalle, utilisée pour le calcul de la résistance pondérée de la section, doit être la plus petite valeur de  $C_1$  et  $C_2$ .

Résistance à la compression du béton:  $C_c := 0.85 \cdot \phi_c \cdot b_e \cdot t_c \cdot f_c = 5076.09 \text{ kN}$

Résistance à la compression des barres d'armature:  $C_r := \phi_r \cdot A_{r\_eff} \cdot f_y = 752.59 \text{ kN}$

Résistance à la compression de la dalle:  $C_1 := C_c + C_r = 5828.69 \text{ kN}$

Résistance à la compression de la section en acier:  $C_2 := \phi_s \cdot A_s \cdot F_y = 11291.7 \text{ kN}$

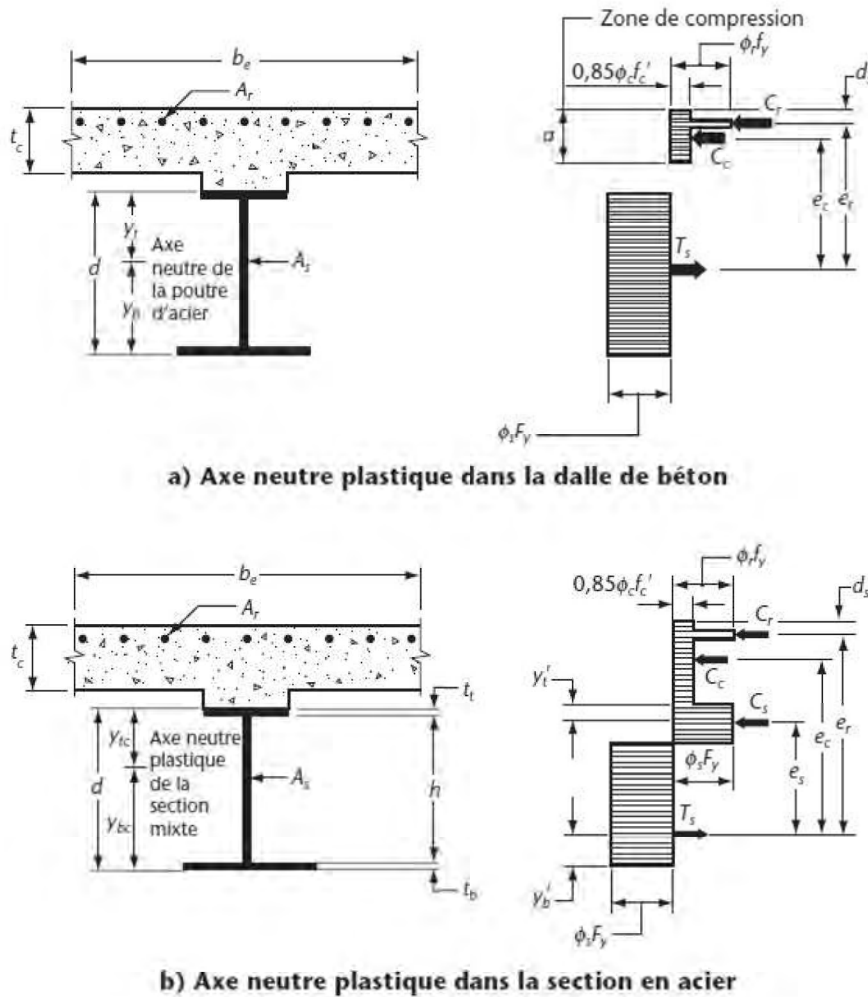


Figure 10.1

Sections de classes 1 et 2 dans les zones de moment positif

**Axe neutre plastique dans le béton**

Si  $C_1$  est supérieur à  $C_2$ , l'axe neutre plastique est dans la dalle de béton comme le montre la figure 10.1 a).

Hauteur du bloc de contrainte de compression:  $a := \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot \phi_c \cdot b_e \cdot f_c} = 444.9 \text{ mm}$

Bras de levier internes:  $e_{c\_ANPB} := \frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} = 547.55 \text{ mm}$

$e_{r\_ANPB} := \frac{d}{2} + t_c - \text{cover} = 695 \text{ mm}$

Contribution du béton:  $C_{c\_ANPB} := 0.85 \cdot \phi_c \cdot b_e \cdot a \cdot f_c = 11291.7 \text{ kN}$

Contribution de l'acier d'armature:  $C_r = 752.59 \text{ kN}$

Moment résistant:  $M_{r\_ANPB} := C_{c\_ANPB} \cdot e_{c\_ANPB} + C_r \cdot e_{r\_ANPB} = 6705.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$

**Axe neutre plastique dans l'acier**

Si  $C_1$  est inférieur à  $C_2$ , l'axe neutre plastique est dans le profilé en acier comme le montre la figure 10.1 b), et la hauteur  $a$  du bloc de contrainte de compression doit être égale à  $t_c$ .

Lorsque l'axe neutre se situe dans la section d'acier, il est situé dans l'aile ou dans l'âme de la section, selon l'intensité de l'effort de compression que doit reprendre la section d'acier pour obtenir l'équilibre. Si la force de compression que doit reprendre la section d'acier est inférieure à la capacité de l'aile en compression, l'axe neutre est dans la semelle de la section d'acier. Autrement, l'axe neutre est situé dans l'âme de la section d'acier.

Contribution du béton:  $C_{c\_ANPA} := 0.85 \cdot \phi_s \cdot b_e \cdot t_c \cdot f_c = 6429.72 \text{ kN}$

Contribution de l'acier:  $C_{s\_ANPA} := 0.5 \cdot (\phi_s \cdot A_s \cdot F_y - C_1) = 2731.51 \text{ kN}$

Capacité de la semelle supérieure:  $C_{r\_semelle} := \phi_s \cdot b_1 \cdot t_1 \cdot F_y = 3491.25 \text{ kN}$

Position de l'axe neutre:  $ANPA := \text{if}(C_{r\_semelle} > C_{s\_ANPA}, \text{"ANP\_Semelle"}, \text{"ANP\_âme"}) = \text{"ANP\_Semelle"}$

**Axe neutre plastique dans la semelle de la section d'acier**

Épaisseur de la semelle en compression:  $t_{1\_comp} := \frac{C_{s\_ANPA}}{\phi_s \cdot b_1 \cdot F_y} = 23.47 \text{ mm}$

Centre de gravité de la portion en traction:  $d_{t\_ANPA\_sem} := \frac{A_s \cdot 0.5 \cdot d - b_1 \cdot t_1 \cdot 0.5 \cdot t_{1\_comp}}{A_s - b_1 \cdot t_1} = 747.1 \text{ mm}$

Bras de levier interne - section en acier:  $e_{s\_ANPA\_sem} := d_{t\_ANPA\_sem} - 0.5 \cdot t_{1\_comp} = 735.36 \text{ mm}$

Bras de levier interne - dalle:  $e_{c\_ANPA\_sem} := d_{t\_ANPA\_sem} + 0.5 \cdot t_c = 847.1 \text{ mm}$

*Axe neutre plastique dans la semelle de la section d'acier (suite)*

Moment résistant:  $M_{r\_ANPA\_sem} := C_{c\_ANPA} \cdot e_{c\_ANPA\_sem} + C_{s\_ANPA} \cdot e_{s\_ANPA\_sem} = 7455.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$

*Axe neutre plastique dans l'âme de la section d'acier*

Profondeur de l'âme en compression:  $h_c := \frac{C_{s\_ANPA} - C_{r\_semelle}}{\phi_s \cdot w \cdot F_y} = -190.41 \text{ mm}$

Surface d'acier comprimée:  $A_{sc} := b_1 \cdot t_1 + h_c \cdot w = 8215.06 \text{ mm}^2$

Centre de gravité de la portion en compression:  $d_{c\_ANPA\_âme} := \frac{b_1 \cdot t_1 \cdot 0.5 \cdot t_1 + h_c \cdot w \cdot (t_1 + 0.5 \cdot h_c)}{A_{sc}} = 37.31 \text{ mm}$

Centre de gravité de la portion en traction:  $d_{t\_ANPA\_âme} := \frac{A_s \cdot 0.5 \cdot d - A_{sc} \cdot (d - d_{c\_ANPA\_âme})}{A_s - A_{sc}} = 400.02 \text{ mm}$

Bras de levier interne - section en acier:  $e_{s\_ANPA\_âme} := d - d_{c\_ANPA\_âme} - d_{t\_ANPA\_âme} = 702.67 \text{ mm}$

Bras de levier interne - dalle:  $e_{c\_ANPA\_âme} := d + 0.5 \cdot t_c - d_{t\_ANPA\_âme} = 839.98 \text{ mm}$

Moment résistant:  $M_{r\_ANPA\_âme} := C_{c\_ANPA} \cdot e_{c\_ANPA\_âme} + C_{s\_ANPA} \cdot e_{s\_ANPA\_âme} = 7320.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### **Résistance d'une section de classe 1 ou 2 en moment positif**

Position de l'axe neutre:  $\text{Position} := \text{if}(C_1 < C_2, \text{ANPA}, \text{"DALLE"}) = \text{"ANP\_Semelle"}$

*Moment résistant:*

$$M_{rpos1\_2} := \text{if}(C_1 < C_2, \text{if}(C_{r\_semelle} > C_{s\_ANPA}, M_{r\_ANPA\_sem}, M_{r\_ANPA\_âme}), M_{r\_ANPB}) = 7455.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

*Vérification:*

$$\text{if}[M_{rpos1\_2} > (M_{fsd\_pos} + M_{fl\_pos}), \text{"OK"}, \text{"RÉSISTANCE INSUFFISANTE"}] = \text{"OK"}$$

*Sollicitation:*

$$\frac{M_{fsd\_pos} + M_{fl\_pos}}{M_{rpos1\_2}} = 41.93\%$$

▣ Sections de classe 1 et 2 - Zone de moment positif (CAN/CSA S6-06, article 10.11.5)



☑ Sections de classe 1 et 2 - Zone de moment négatif (CAN/CSA S6-06, article 10.11.5)

### Sections de classe 1 et 2 - Zone de moment négatif (CAN/CSA S6-06, article 10.11.5)

#### 10.11.5.3.1 Moment résistant des sections mixtes

Si: a) des connecteurs sont prévus ; et  
b) l'armature de la dalle est continue au-dessus des appuis intérieurs ou la dalle est précontrainte dans l'axe longitudinal, le moment résistant pondéré de la section doit être calculé selon une répartition de contraintes entièrement platiques dans l'acier de construction, l'armature et les torons de précontrainte, comme l'indique la figure 10.2.

S'il n'y a pas de connecteurs dans les zones de moment négatif, le moment résistant pondéré doit être égal à celui de la section d'acier seule, calculé conformément à l'article 10.10.2.

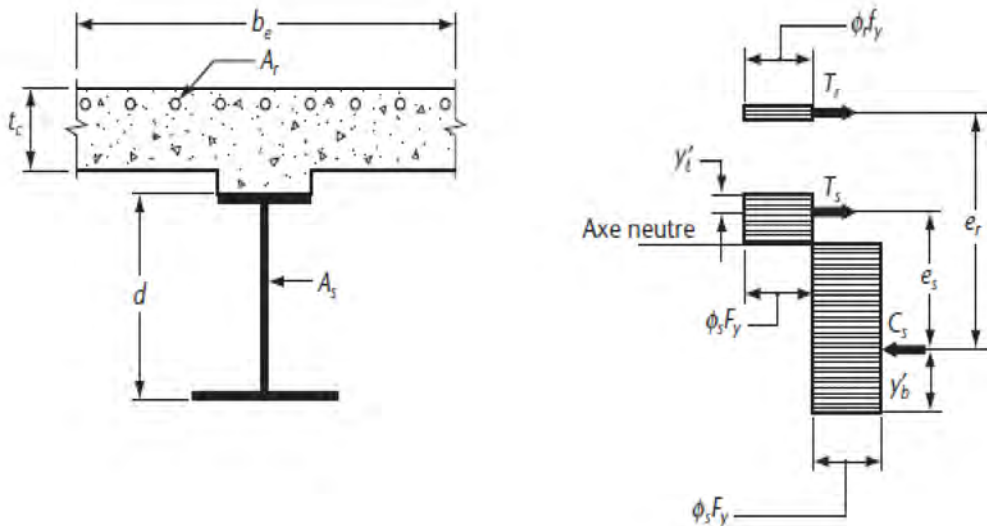


Figure 10.2

#### Sections de classes 1 et 2 dans les zones de moment négatif

Résistance à la traction des barres d'armature:  $T_r := \phi_r \cdot A_{r\_eff} \cdot f_y = 752.59 \text{ kN}$

Contribution de la section en acier:  $T_s := 0.5 \cdot (\phi_s \cdot A_s \cdot F_y - T_r) = 5269.55 \text{ kN}$

Contribution de la semelle supérieure:  $T_{s\_sem} := \phi_s \cdot F_y \cdot b_1 \cdot t_1 = 3491.25 \text{ kN}$

Hauteur de l'âme en compression:  $h_{c\_neg} := \frac{\phi_r \cdot A_r \cdot f_y + \phi_s \cdot F_y \cdot (b_1 \cdot t_1 + h_w \cdot w - b_2 \cdot t_2)}{2 \cdot \phi_s \cdot F_y \cdot w} = 553.47 \text{ mm}$

Contribution de l'âme en traction:

$$T_{s\_âme} := \phi_s \cdot F_y \cdot (h_w - h_c) \cdot w = 5068.94 \text{ kN}$$

Contribution de l'âme en compression:

$$C_{s\_âme} := \phi_s \cdot F_y \cdot h_c \cdot w = -759.74 \text{ kN}$$

Bras de levier interne - armature:

$$e_{r\_neg} := d + t_c - cover - \frac{d_b}{2} - 0.5 \cdot t_2 = 1240.25 \text{ mm}$$

Bras de levier interne - semelle supérieure:

$$e_{s\_sem} := d - 0.5 \cdot t_1 - 0.5 \cdot t_2 = 1110 \text{ mm}$$

Bras de levier interne - âme tendue:

$$e_{s\_âme\_ten} := d - t_1 - 0.5 \cdot (h_w - h_{c\_neg}) = 846.74 \text{ mm}$$

Bras de levier interne - âme comprimée:

$$e_{s\_âme\_comp} := 0.5 \cdot h_{c\_neg} + 0.5 \cdot t_2 = 291.74 \text{ mm}$$

### Résistance d'une section de classe 1 ou 2 en moment négatif:

$$M_{rneg1\_2} := T_r \cdot e_{r\_neg} + T_{s\_sem} \cdot e_{s\_sem} + T_{s\_âme} \cdot e_{s\_âme\_ten} - C_{s\_âme} \cdot e_{s\_âme\_comp} = 9322.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification:

$$\text{if} [M_{rneg1\_2} > (M_{fsd\_neg} + M_{fL\_neg}), \text{"OK"}, \text{"RÉSISTANCE INSUFFISANTE"}] = \text{"OK"}$$

Sollicitation:

$$\frac{M_{fsd\_neg} + M_{fL\_neg}}{M_{rneg1\_2}} = 39.38\%$$

#### 10.11.5.3.2 Armature longitudinale dans les dalles non précontraintes

L'armature longitudinale dans les dalles non précontraintes, y compris l'armature de répartition longitudinale, doit correspondre à au moins 1 % de l'aire de la section transversale de la dalle. Au moins les deux tiers de l'acier d'armature doivent être placés dans la nappe supérieure de l'armature de la dalle, à l'intérieur de sa largeur effective.

#### 10.11.5.3.3 Zones de moment négatif sans connecteur de cisaillement

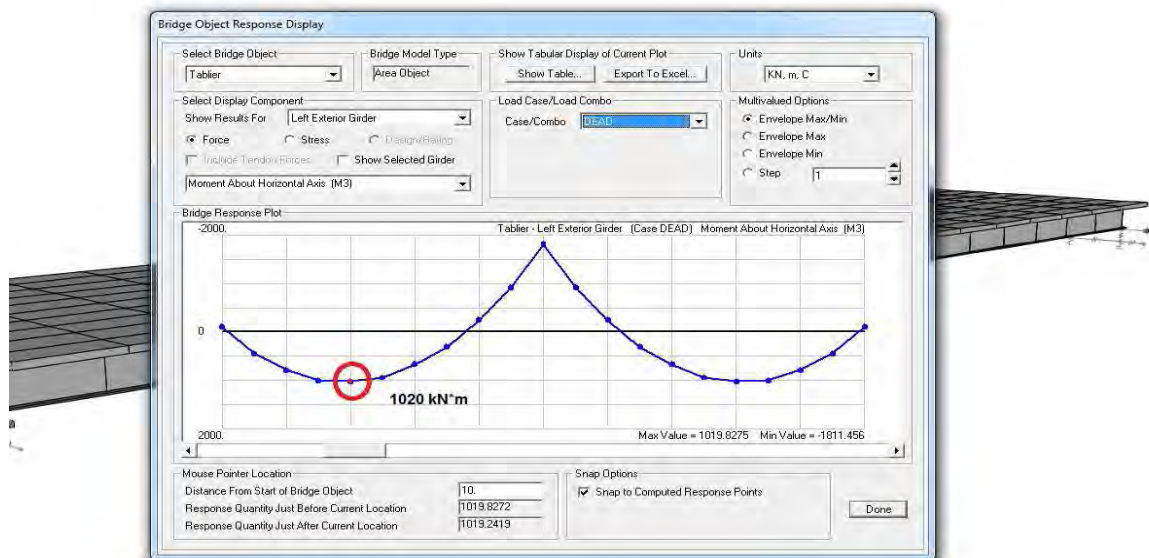
S'il n'y a pas de connecteurs dans les zones de moment négatif, l'armature longitudinale doit se prolonger jusque dans les zones de moment positif, conformément à l'article 8.15, et l'ont doit prévoir des connecteur additionnels conformément à l'article 10.17.2.7.

Sections de classe 1 et 2 - Zone de moment négatif (CAN/CSA S6-06, article 10.11.5)

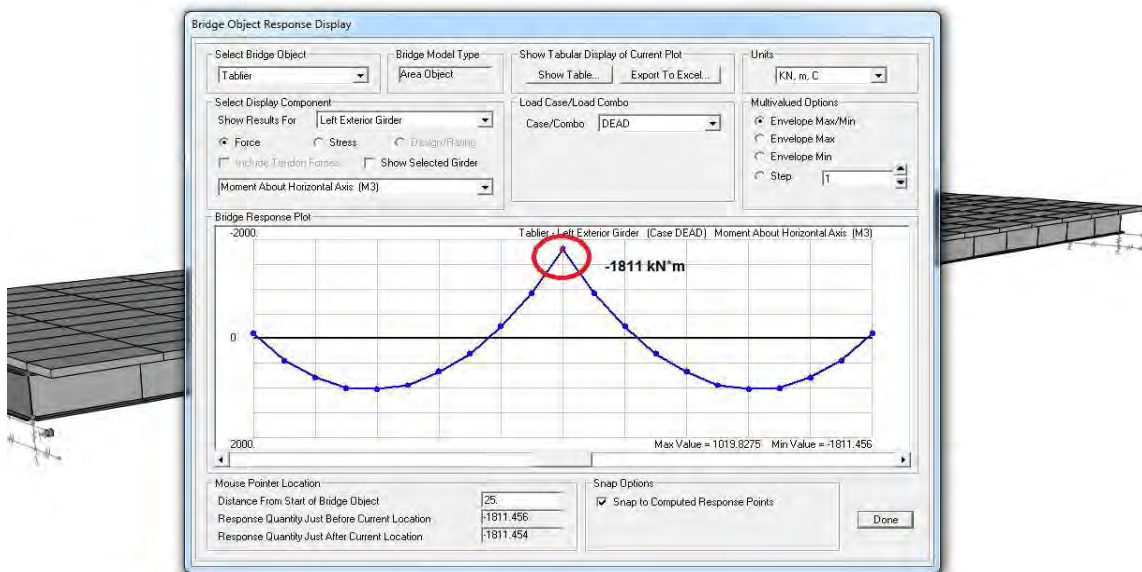
### Modèle CSi-Bridge 3D du pont type I – A :



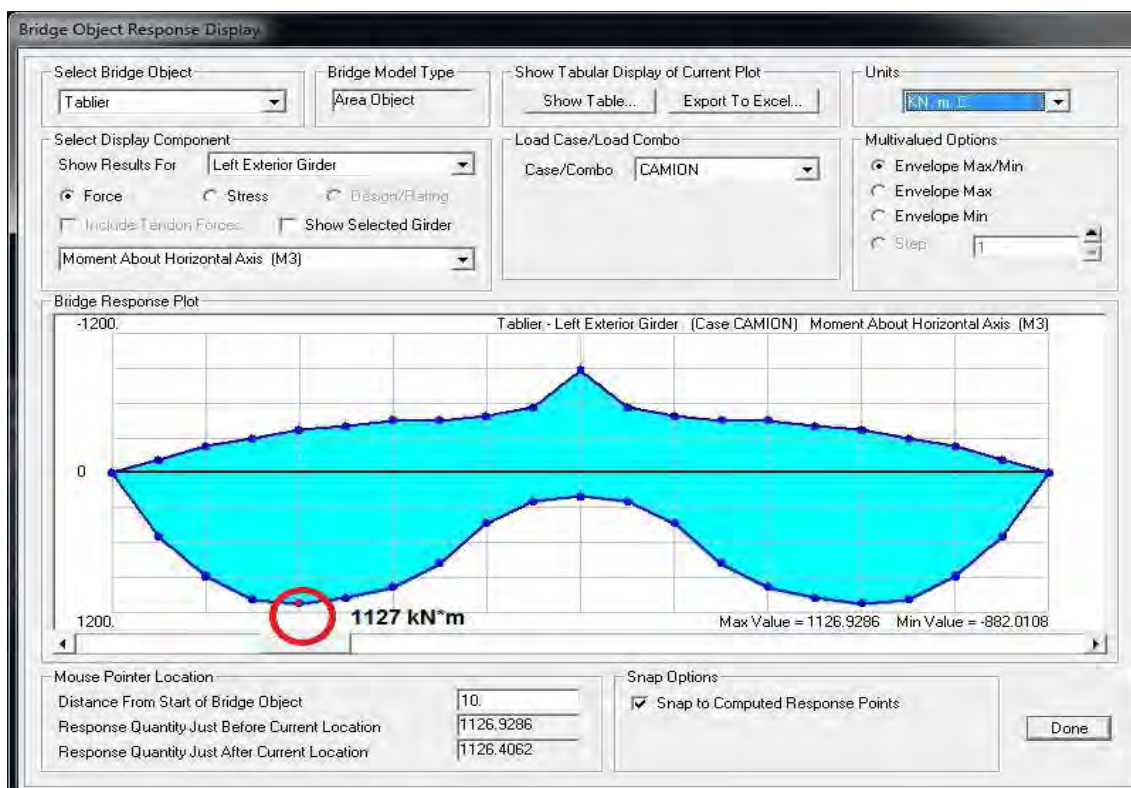
Moment positif maximal causé par la charge morte provenant du modèle CSi-Bridge :



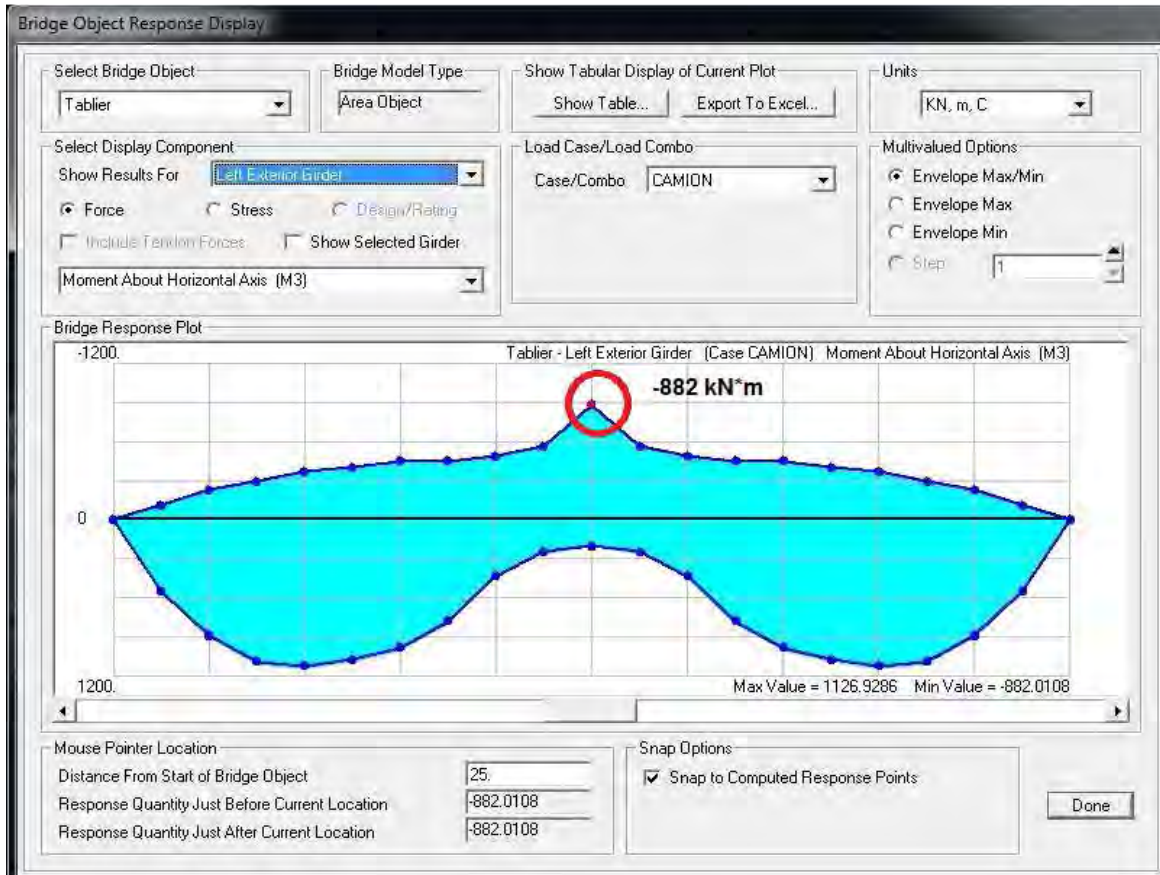
Moment négatif maximal causé par la charge morte provenant du modèle CSI-Bridge :



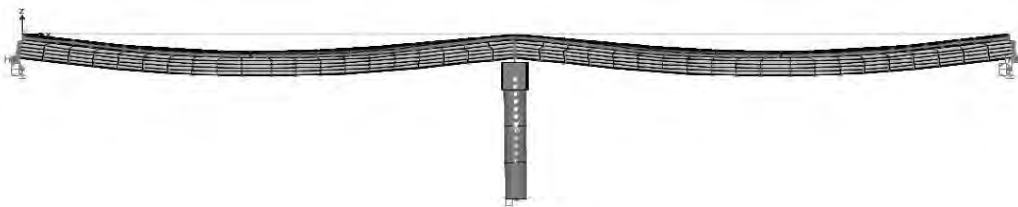
Moment positif maximal causé par la charge vive provenant du modèle CSI-Bridge :



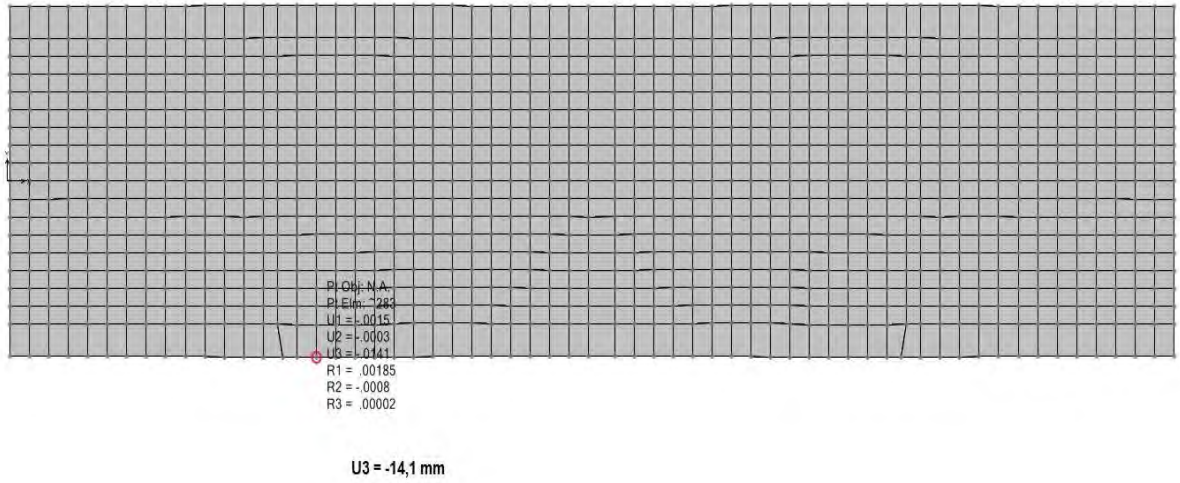
Moment négatif maximal causé par la charge vive provenant du modèle CSI-Bridge :



Flèche maximale causée par la charge vive provenant du modèle CSI-Bridge :



Flèche maximale causée par la charge vive provenant du modèle CSI-Bridge :



# ANNEXE D

Extraits de la norme CAN/CSA S6-14





Continuous superstructure or multiple simple spans with longitudinal restrainers and transverse restraint at each support or a continuous deck slab	—	4	4	3	2
Multiple simple spans without restrainers or a continuous deck slab	—	1.25	1.25	1.25	1.25

**Note:** All ratios are expressed in terms of the smaller value.

## 4.4.6 Performance-Based Design

### 4.4.6.1 General

Performance-Based Design shall meet the minimum requirements of this section and provide an explicit demonstration of the performance requirements having been met. The performance levels shall be satisfied for the return periods given in Clause 4.4.6.2.

Proprietary structures and pre-engineered structures must provide an explicit demonstration of the performance requirements having been met.

Lifeline bridges may, at the discretion of the Regulatory Authority, require independent peer review or other specific requirements.

Structures supporting signs for road direction or messages that span a roadway or could fall across a roadway, must not collapse at the 2% in 50 year probability of exceedance.

### 4.4.6.2 Performance Levels

Performance Levels, based on the Performance Criteria given in Clause 4.4.6.3, are given in Table 4.9

Table 4.9  
Minimum Performance Levels

Seismic Ground Motion Probability Of Exceedance In 50 Years (return period)	Lifeline Bridges		Major-Route Bridges		Other Bridges	
	Service	Damage	Service	Damage	Service	Damage
10% (475 years)	Immediate	None	Immediate	Minimal	Service Limited*	Repairable*
5% (975 years)	Immediate	Minimal	Service Limited*	Repairable*	Service Disruption*	Extensive*
2% (2475 years)	Service Limited	Repairable	Service Disruption	Extensive	Life Safety	Probable replacement

\* Optional performance levels unless required by the Regulatory Authority or Owner

### 4.4.6.3 Performance Criteria

The Performance Criteria for different performance levels are given in Table 4.10. The assessment of damage performance levels specified in Table 4.10 shall be carried using non-linear time history method or by using static pushover analysis up to the design displacement (see Clause 4.5.3.5). When assessing the performance criteria the resistances of structural components shall be determined using the nominal resistances except that for the extensive damage and probable replacement performance levels, resistances of the structural components may be determined using the expected material resistances as defined in Clauses 4.7.1.1 and 4.8.2.2.

Table 4.10  
Performance Criteria

<b>Service</b>	<b>Damage</b>
<p><b>Immediate</b> Bridge shall be fully serviceable for normal traffic and repair work does not cause any service disruption.</p>	<p><b>Minimal Damage</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• General: Bridge shall remain essentially elastic with minor damage that does not affect the performance level of the structure.</li> <li>• Concrete Structures: Concrete compressive strains shall not exceed 0.004 and steel strains shall not exceed yield.</li> <li>• Steel Structures: Steel strains shall not exceed yield. Local or global buckling shall not occur.</li> <li>• Connections: Connections shall not be compromised.</li> <li>• Displacements: Pounding shall not occur. Residual displacement, settlement, translation or rotation, of the structure or foundations, including retaining and wing walls, shall be negligible, and not compromise the performance level.</li> <li>• Bearings and Joints: Shall not require replacement except for possible damage to joint seals</li> <li>• Restrainers: No observable damage or loss of displacement capacity to restraining systems or connected elements.</li> <li>• Foundations: Foundation movements shall be limited to only slight misalignment of the spans or settlement of some piers or approaches that does not interfere with normal traffic, provided that no repairs are required.</li> </ul>
<p><b>Limited</b> Bridge shall be usable for emergency traffic and be repairable without requiring bridge closure. At least 50% of the lanes, but not less than one lane shall remain operational. If damaged, normal service shall be restored within a month.</p>	<p><b>Repairable Damage</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• General: Some inelastic behaviour is permitted and moderate damage may occur, however primary members shall not need to be replaced, shall be repairable in place, and shall be capable of supporting the dead load plus full live load.</li> <li>• Concrete Structures: Concrete compressive strains shall not exceed 0.006 and steel strains shall not exceed 0.010.</li> <li>• Steel Structures: Buckling of primary members shall not occur. Secondary members may buckle provided that stability is maintained. Net area rupture of primary members at connections shall not occur.</li> <li>• Connections: Primary connections shall not be compromised.</li> <li>• Displacements: Permanent offset shall not compromise the service and repair requirements of the bridge. No residual settlement or rotation of main structure. Some movement of wing walls is acceptable subject to performance and reparability.</li> <li>• Bearings and Joints: Replacement of elastomeric bearings is permitted. If finger joints are damaged they shall be repairable.</li> <li>• Restrainers: Restraining systems shall not be damaged.</li> <li>• Foundations: Foundation movements shall be limited to only slight misalignment of the spans or settlement of some piers or approaches that does not interfere with normal traffic, provided that repairs can bring the structure back to the original operational capacity.</li> <li>• Aftershocks: The structure shall retain 90% of seismic capacity for aftershocks and shall have full capacity restored by the repairs.</li> </ul>
<b>Service Disruption</b>	<b>Extensive Damage</b>

<p>The bridge shall be usable for restricted emergency traffic after inspection. The bridge shall be repairable. Repairs to restore the bridge to full service may require bridge closure.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>General:</b> Inelastic behaviour is expected. Members may have extensive visible damage, such as spalling of concrete and buckling of braces but strength degradation is not permitted. Members shall be capable of supporting the dead plus 50% live loads, excluding impact, including P-delta effects, without collapse.</li> <li>• <b>Concrete Structures:</b> Extensive concrete spalling is permitted but the confined core concrete shall not crush. Fracture of spirals or hoops and buckling of longitudinal bars shall not occur.</li> <li>• <b>Steel Structures:</b> Global buckling of gravity load supporting elements shall not occur.</li> <li>• <b>Connections:</b> Severe joint distortions are permitted.</li> <li>• <b>Displacements:</b> Permanent offsets are permitted as long as they do not prevent use by restricted emergency traffic after inspection or the bridge, nor preclude return of full service to the bridge.</li> <li>• <b>Foundations:</b> Ground lateral and vertical movements must not exceed those that would prevent use by restricted emergency traffic after inspection or the bridge, nor preclude return of full service to the bridge.</li> <li>• <b>Bearings and Joints:</b> The superstructure may have loss of bearings but shall have adequate remaining seat length and connectivity to carry emergency traffic. Joints may require replacement.</li> <li>• <b>Restrainers:</b> Restraining systems may suffer damage but shall not fail.</li> <li>• <b>Aftershocks:</b> The structure shall retain 80% seismic capacity for aftershocks and have full capacity restored by the repairs.</li> </ul>
<p><b>Life Safety</b> The structure shall not collapse and it shall be possible to evacuate the bridge safely.</p>	<p><b>Probable Replacement</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>General:</b> Bridge spans shall remain in place but the bridge may be unusable and may have to be extensively repaired or replaced. Extensive distortion of beams and column panels may occur. Fractures at moment connections may occur but shear connections shall remain intact. Members shall be capable of supporting the dead plus 30% live loads, excluding impact, but including P-delta effects, without collapse</li> <li>• <b>Displacements:</b> Permanent offsets shall be limited such that the bridge can be evacuated safely.</li> <li>• <b>Foundations:</b> Ground lateral and vertical movements are not restricted but shall not lead to collapse of the bridge superstructure</li> </ul>

Note: Additional performance criteria for isolation systems are given in Clause 4.10.

## 4.4.7 Force-Based Design

### 4.4.7.1 General

The seismic design force effects for ductile substructure elements shall be determined by dividing the force effects resulting from elastic analysis by the appropriate response modification factor,  $R$ , given in Clause 4.4.7.2 and multiplied by the Importance Factor  $I_E$  given in Clause 4.4.7.3. Earthquake load effects for capacity-protected members shall be determined in accordance with capacity design principles for forces resulting from inelastic action of members with which they connect but need not exceed the elastic design forces determined with  $R$  equal to 1.0.

### 4.4.7.2 Response modification factor

The response modification factor,  $R$ , for Force-Based Design, depends on the ability of the ductile substructure element to develop an appropriate level of ductility and energy absorption and shall be used only when all of the design and detailing requirements specified in Table 4.11 are satisfied for the element.

The lateral load-resisting substructure elements shall be designed and detailed to be ductile, i.e., have a minimum  $R$  of 2.0.

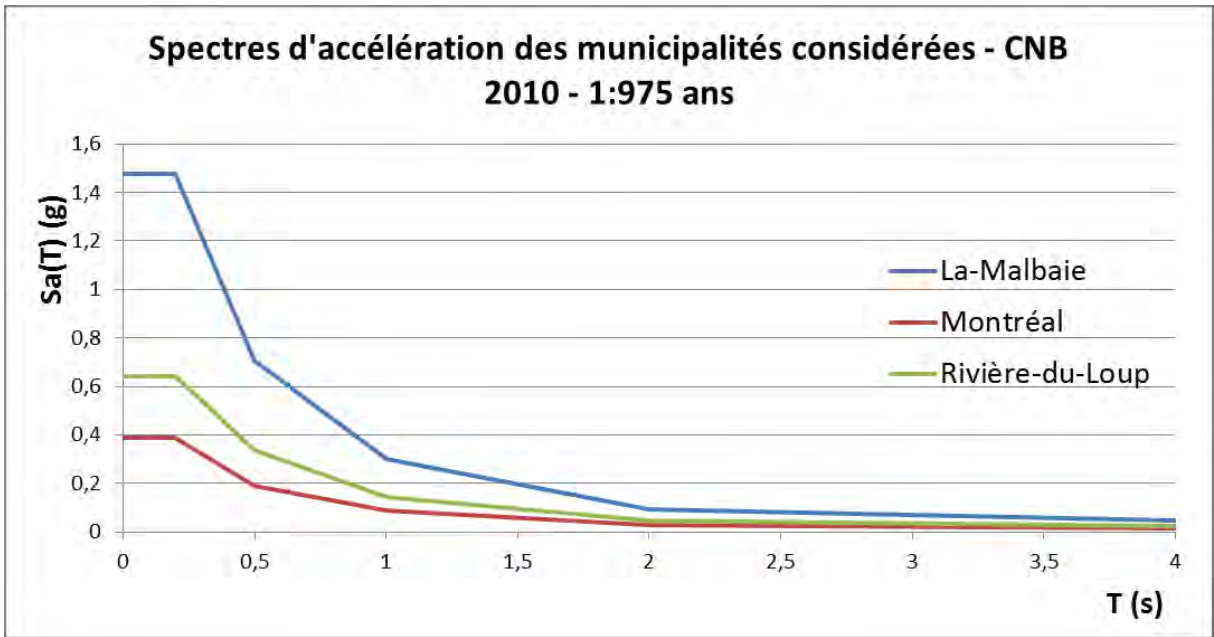
For bridges of slab, beam-girder, or box girder construction with a structurally continuous reinforced concrete deck from pier to pier (or abutment to abutment), a detailed analysis of earthquake effects on superstructure components shall not be required. However, an analysis of cross-frames or diaphragms between girders at the abutments and piers shall be required.



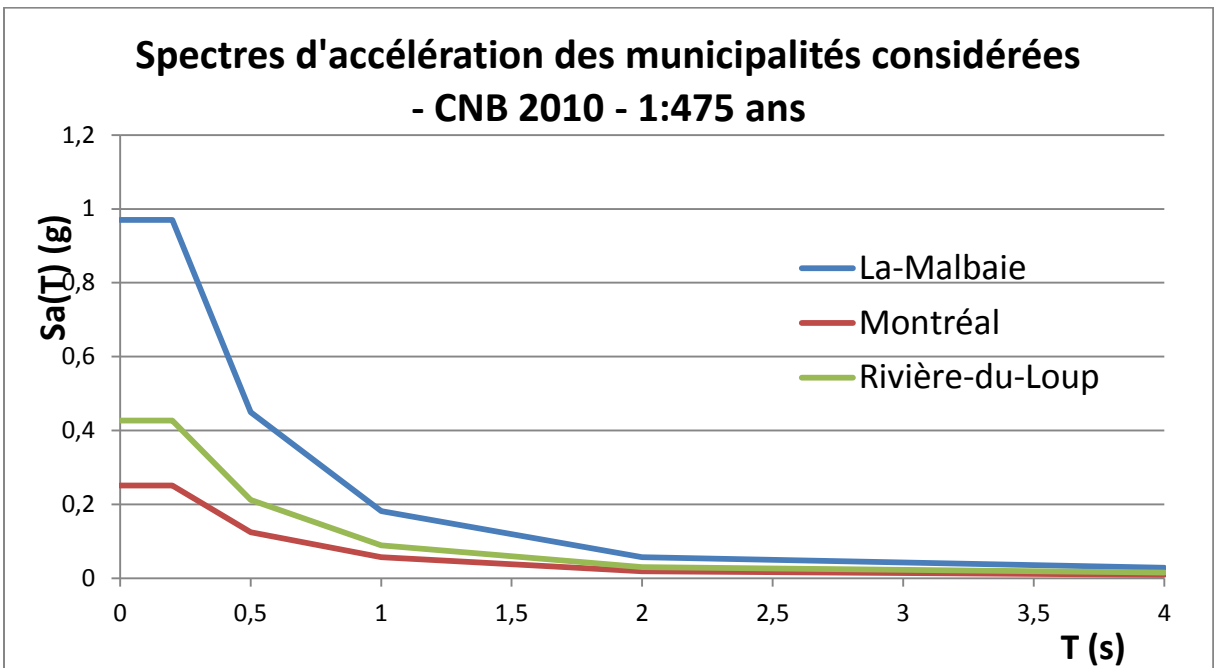
# ANNEXE E

Spectres de réponse (2010) pour 1 :975 ans et 1 :475 ans





La-Malbaie	1,475	1,475	0,706	0,3	0,093	0,0465
Montréal	0,389	0,389	0,191	0,087	0,029	0,0145
Rivière-du-Loup	0,642	0,642	0,336	0,142	0,047	0,0235



La-Malbaie	0,97	0,97	0,449	0,182	0,057	0,0285
Montréal	0,251	0,251	0,124	0,057	0,019	0,0095
Rivière-du-Loup	0,427	0,427	0,212	0,089	0,03	0,015





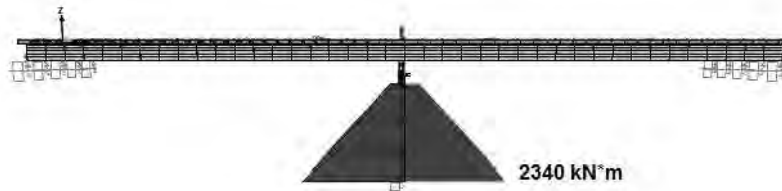
# ANNEXE F

Notes de calcul fondations

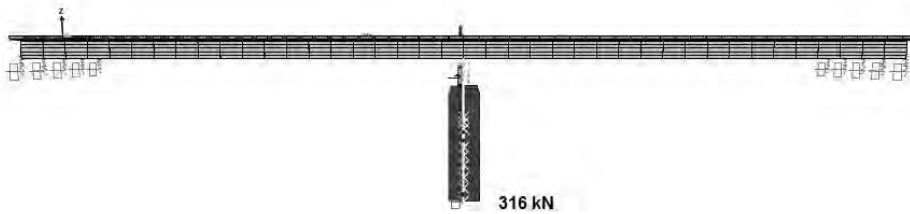


Pont type I – A - conventionnel

Moment à la base de la colonne avec CSi-Bridge à compression maximale :

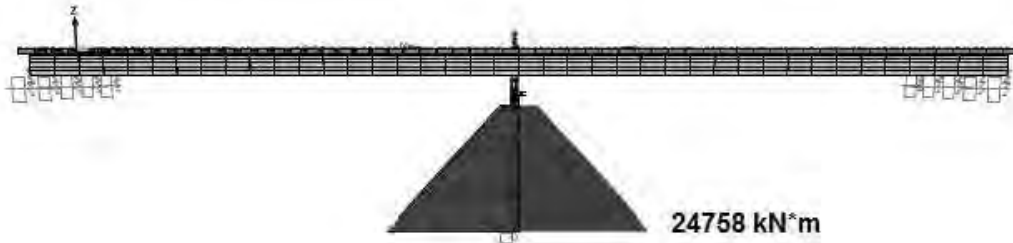


Cisaillement à la base de la colonne avec CSi-Bridge à compression maximale :

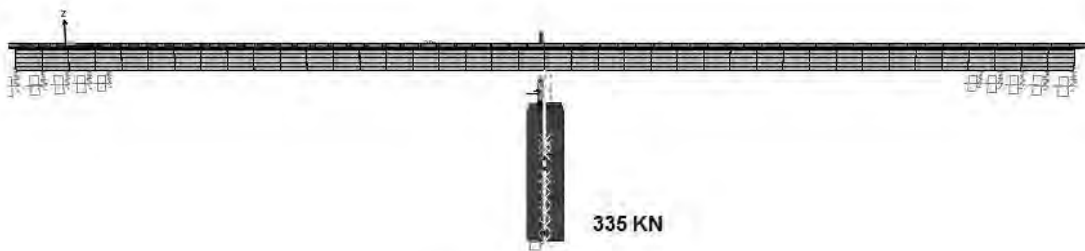


Effort axial de compression maximale : 2933 kN

Moment à la base de la colonne avec CSi-Bridge à flexion maximale :



Cisaillement à la base de la colonne avec CSi-Bridge à flexion maximale :



Effort axial de compression maximale : 1620 kN

Données de SAFI :

Seq.	----	Plan	Axe	Majeur	(Axe	Z-Z)
No.	Compressio	Moment	Excentricit	Compressio	Moment	Excentricit
kN	n	po	é	n	po	é
	kN-m		kN	kN-m		
1	16651.79	0	0	16651.79	0	0
2	16651.79	1748.03	105.96	16651.79	1750.08	106.08
3	14456.65	2478.48	171.44	14496	2455.49	169.39
4	11428.3	3192.53	279.35	11552.99	3175.91	274.9
5	9103.84	3607.11	396.22	9235.99	3590.43	388.74
6	7655.2	3737.01	488.17	7752.6	3728.78	480.97
7	6267.39	3766.16	600.91	6330.41	3748.47	592.14
8	4878.3	3677.69	753.89	4925.17	3685.61	748.32
9	2614.34	3360.2	1285.3	2675.32	3386.42	1265.8
10	0	2707.63		0	2710.17	
11	-6120	0	0	-6120	0	0

Diagramme d'interaction de la résistance d'une colonne à la sollicitation de compression maximale à l'aide des données provenant du logiciel SAFI :

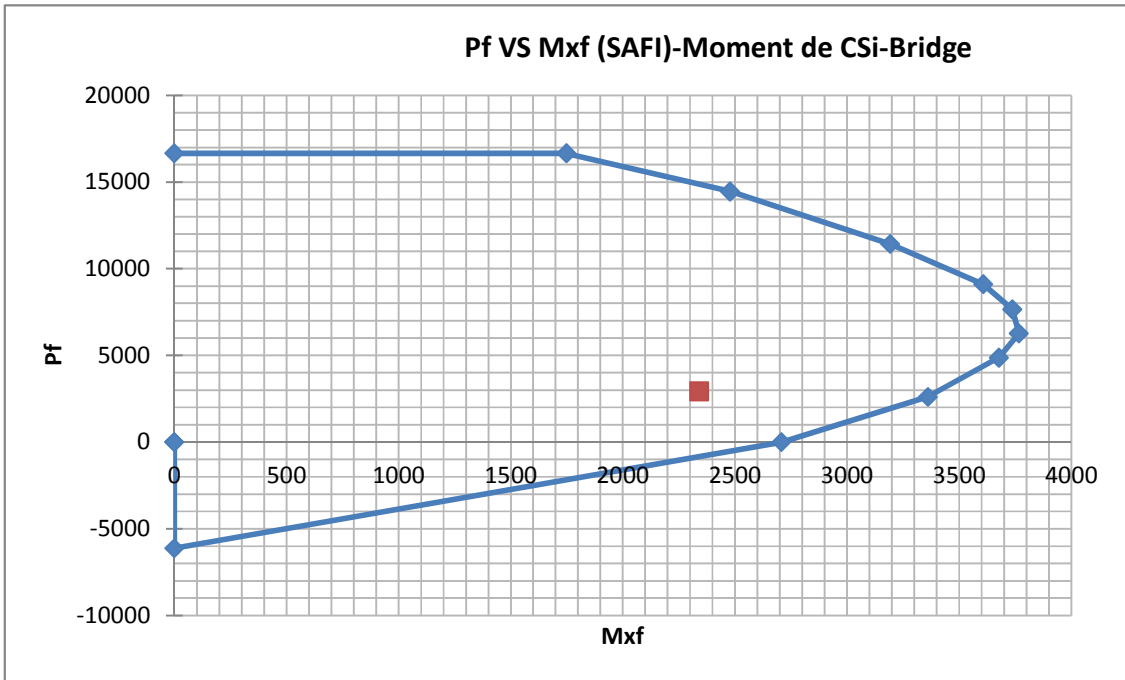
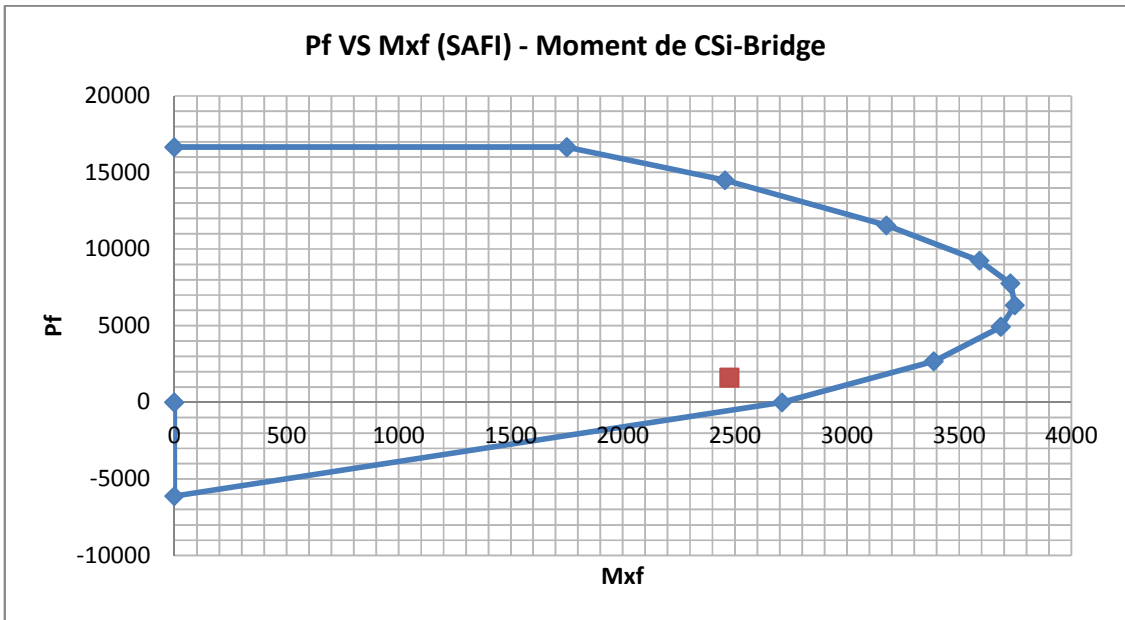


Diagramme d'interaction de la résistance d'une colonne à la sollicitation de flexion maximale à l'aide des données provenant du logiciel SAFI :



## Pont type I – A – isolé

Cisaillement à la base de la colonne avec CSi-Bridge à flexion maximale :



Avec isolateurs à la pile Plastic(Wen) linéaire :

$$K_{eff} = 5523 \frac{kN}{m}$$

$$\zeta_{eq} = 33,1 \%$$

## Semelle de la pile pour charge sismique - Fondation conventionnelle

### Paramètres

Densité béton :  $\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Densité sol :  $\gamma_{\text{sol}} := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

### Tablier

Longueur :  $l := 50\text{m}$

Masse linéaire :  $w := 116 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nombre de piles :  $n := 1$

### Colonnes

Diamètre :  $D_{\text{col}} := 1.2\text{m}$  Superficie :  $A_{\text{col}} := \frac{\pi \cdot D_{\text{col}}^2}{4} = 1.13 \cdot \text{m}^2$

Hauteur :  $H := 7\text{m}$  Nombre :  $N := 3$  Rotule plastique :  $h_3 := 1200\text{mm}$

### Semelles

Dimension longitudinale :  $B := 6\text{m}$  Épaisseur de la semelle :  $h_1 := 1.0\text{m}$

Dimension transversale :  $L := 10\text{m}$  Hauteur remblai par-dessus semelle :  $h_2 := 1.0\text{m}$

### Efforts dus aux séismes

Coefficient de réduction des efforts (ductilité) :  $R := 3.0$

Moment à la base d'une colonne :  $M_{\text{CSi}} := 2475 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$  (Analyse spectrale multimodale, Montréal)

Cisaillement à la base d'une colonne :  $V_{\text{CSi}} := 335 \cdot \text{kN}$  (Analyse spectrale multimodale, Montréal)

### 1. Efforts à la base de la fondation (ELUL 5 : $\alpha_D \cdot D + 1.0 \cdot EQ$ )

#### i) Moment

$$M_{f\_base} := \frac{M_{\text{CSi}} \cdot N}{R} = 2475 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ii) Cisaillement

$$V_{f\_base} := \frac{V_{\text{CSi}} \cdot N}{R} = 335 \text{ kN}$$

#### iii) Charge axiale

$$C_{\text{CSi}} := 1620 \cdot \text{kN}$$

$$C_{\text{semelle}} := \gamma_c \cdot (B \cdot L \cdot h_1) = 1440 \text{ kN}$$

$$C_{\text{remblai}} := \gamma_{\text{sol}} \cdot h_2 \cdot (B \cdot L - N \cdot A_{\text{col}}) = 1245.36 \text{ kN} \quad (\text{suppose mobilisation du sol au-dessus seulement})$$

$$C_{f\_max} := 1.2 \cdot (C_{\text{CSi}} + C_{\text{semelle}}) + 1.25 \cdot (C_{\text{remblai}}) = 5228.69 \text{ kN}$$

$$C_{f\_min} := 0.90 \cdot (C_{\text{CSi}} + C_{\text{semelle}}) + 0.8 \cdot (C_{\text{remblai}}) = 3750.28 \text{ kN}$$



## 2. Vérification du renversement

### i) Moment de renversement

$$M_{\text{renv}} := M_{f\_base} = 2475 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### ii) Moment stabilisant

$$M_{\text{stab\_max}} := C_{f\_max} \cdot \frac{B}{2} = 15686.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{stab\_min}} := C_{f\_min} \cdot \frac{B}{2} = 11250.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### iii) Excentricité de la résultante, charge axiale maximale ( $\alpha_{\text{maxD}} \cdot D + 1.0 \cdot \text{EQ}$ )

$$x_{\text{max}} := \frac{(M_{\text{stab\_max}} - M_{\text{renv}})}{C_{f\_max}} = 2526.65 \text{ mm}$$

$$e_{\text{min}} := \frac{B}{2} - x_{\text{max}} = 473.35 \text{ mm}$$

### iv) Excentricité de la résultante, charge axiale minimale ( $\alpha_{\text{minD}} \cdot D + 1.0 \cdot \text{EQ}$ )

$$x_{\text{min}} := \frac{(M_{\text{stab\_min}} - M_{\text{renv}})}{C_{f\_min}} = 2340.05 \text{ mm}$$

$$e_{\text{max}} := \frac{B}{2} - x_{\text{min}} = 659.95 \text{ mm}$$

$$e_{\text{limite}} := 0.3 \cdot B = 1800 \text{ mm}$$

### v) Capacité portante, charge axiale maximale

$$S_{\text{semelle}} := L \cdot \frac{B^2}{6} = 60 \cdot \text{m}^3$$

#### a) Pression trapézoïdale

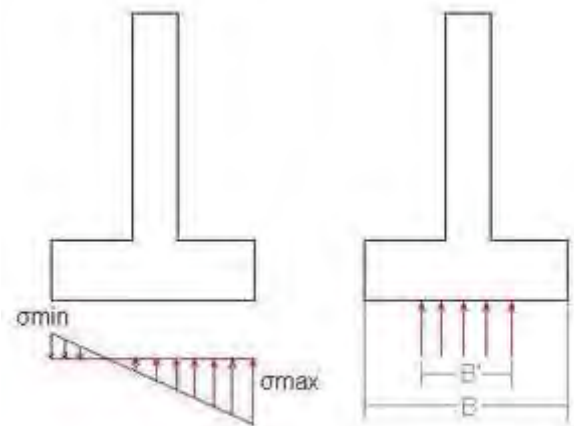
$$\sigma_{\text{max1}} := \frac{C_{f\_max}}{B \cdot L} + \frac{M_{\text{renv}}}{S_{\text{semelle}}} = 128.39 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{min1}} := \frac{C_{f\_max}}{B \cdot L} - \frac{M_{\text{renv}}}{S_{\text{semelle}}} = 45.89 \text{ kPa}$$

#### b) Pression uniforme

$$B_{\text{prime1}} := B - 2 \cdot e_{\text{max}} = 4680.1 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{uni1}} := \frac{C_{f\_max}}{L \cdot B_{\text{prime1}}} = 111.72 \text{ kPa}$$



i) Pression trapézoïdale

ii) Pression uniforme

**vi) Capacité portante, charge axiale minimale**
**a) Pression trapézoïdale**

$$\sigma_{\max 2} := \frac{C_{f\_min}}{B \cdot L} + \frac{M_{renv}}{S_{semelle}} = 103.75 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min 2} := \frac{C_{f\_min}}{B \cdot L} - \frac{M_{renv}}{S_{semelle}} = 21.25 \text{ kPa}$$

**b) Pression uniforme**

$$B_{prime2} := B - 2 \cdot e_{min} = 5053.3 \text{ mm}$$

$$\sigma_{uni2} := \frac{C_{f\_min}}{L \cdot B_{prime2}} = 74.21 \text{ kPa}$$

**5. Sommaire des résultats**

	<b>Excentricité calculée</b>	<b>Excentricité limite</b>	<b>Sollicitation</b>
Excentricité ( $\alpha D_{max}$ )	$e_{max} = 659.95 \text{ mm}$	$e_{limite} = 1800 \text{ mm}$	$\frac{e_{max}}{e_{limite}} = 0.37$
Excentricité ( $\alpha D_{min}$ )	$e_{min} = 473.35 \text{ mm}$	$e_{limite} = 1800 \text{ mm}$	$\frac{e_{min}}{e_{limite}} = 0.26$
	<b>Effort</b>	<b>Résistance</b>	<b>Sollicitation</b>
Renversement ( $C_{f_{max}}$ )	$M_{renv} = 2475 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{stab\_max} = 15686.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\frac{M_{renv}}{M_{stab\_max}} = 0.16$
Renversement ( $C_{f_{min}}$ )	$M_{renv} = 2475 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{stab\_min} = 11250.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\frac{M_{renv}}{M_{stab\_min}} = 0.22$
Pression	$\sigma_{max} := \max(\sigma_{max1}, \sigma_{min1}, \sigma_{uni1}, \sigma_{max2}, \sigma_{min2}, \sigma_{uni2}) = 128.39 \text{ kPa}$		$\frac{\sigma_{max}}{150 \cdot \text{kPa}} = 0.86$

## Dimensionnement semelle de la pile pour charge sismique - fondations élastiques

### Paramètres

Densité béton :  $\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Densité sol :  $\gamma_{\text{sol}} := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

### Tablier

Longueur :  $l := 50\text{m}$

Masse linéaire :  $w := 195 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nombre de piles :  $n := 1$

### Colonnes

Diamètre :  $D_{\text{col}} := 1.2\text{m}$  Superficie :  $A_{\text{col}} := \frac{\pi \cdot D_{\text{col}}^2}{4} = 1.13 \cdot \text{m}^2$

Hauteur :  $H := 7\text{m}$  Nombre :  $N := 3$

### Semelles

Dimension longitudinale :  $B := 3\text{m}$  Épaisseur de la semelle :  $h_1 := 0.6\text{m}$

Dimension transversale :  $L := 9\text{m}$  Hauteur remblai par-dessus semelle :  $h_2 := 1.0\text{m}$

### Efforts dus aux séismes

Charge horizontale au haut de la colonne :  $P := 260\text{kN}$

Moment à la base de la semelle :  $M := P \cdot (H + h_1) = 1976 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

### 1. Efforts à la base de la fondation ( $\alpha_D \cdot D + 1.0 \cdot EQ$ )

#### i) Moment

$$M_{f\_base} := M = 1976 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### ii) Cisaillement

$$V_{f\_base} := P = 260 \text{ kN}$$

#### iii) Charge axiale

$$C_{\text{tablier}} := w \cdot \frac{l}{2} = 4875 \text{ kN}$$

$$C_{\text{colonne}} := \gamma_c \cdot N \cdot A_{\text{col}} \cdot H = 570.01 \text{ kN}$$

$$C_{\text{semelle}} := \gamma_c \cdot (B \cdot L \cdot h_1) = 388.8 \text{ kN}$$

$$C_{\text{remblai}} := \gamma_{\text{sol}} \cdot h_2 \cdot (B \cdot L - N \cdot A_{\text{col}}) = 519.36 \text{ kN} \quad (\text{suppose mobilisation du sol au-dessus seulement})$$

$$C_{f\_max} := 1.2 \cdot (C_{\text{tablier}} + C_{\text{colonne}} + C_{\text{semelle}}) + 1.25 \cdot (C_{\text{remblai}}) = 7649.77 \text{ kN}$$

$$C_{f\_min} := 0.90 \cdot (C_{\text{tablier}} + C_{\text{colonne}} + C_{\text{semelle}}) + 0.8 \cdot (C_{\text{remblai}}) = 5665.91 \text{ kN}$$

**2. Vérification du renversement**
**i) Moment de renversement**

$$M_{\text{renv}} := M_{f\_base} = 1976 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**ii) Moment stabilisant**

$$M_{\text{stab\_max}} := C_{f\_max} \cdot \frac{B}{2} = 11474.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{stab\_min}} := C_{f\_min} \cdot \frac{B}{2} = 8498.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**iii) Excentricité de la résultante, charge axiale maximale ( $\alpha_{\text{maxD}} \cdot D + 1.0 \cdot EQ$ )**

$$x_{\text{max}} := \frac{(M_{\text{stab\_max}} - M_{\text{renv}})}{C_{f\_max}} = 1241.69 \text{ mm}$$

$$e_{\text{min}} := \frac{B}{2} - x_{\text{max}} = 258.31 \text{ mm}$$

**iv) Excentricité de la résultante, charge axiale minimale ( $\alpha_{\text{minD}} \cdot D + 1.0 \cdot EQ$ )**

$$x_{\text{min}} := \frac{(M_{\text{stab\_min}} - M_{\text{renv}})}{C_{f\_min}} = 1151.25 \text{ mm}$$

$$e_{\text{max}} := \frac{B}{2} - x_{\text{min}} = 348.75 \text{ mm}$$

$$e_{\text{limite}} := 0.3 \cdot B = 900 \text{ mm}$$

**v) Capacité portante, charge axiale maximale**

$$S_{\text{semelle}} := L \cdot \frac{B^2}{6} = 13.5 \cdot \text{m}^3$$

**a) Pression trapézoïdale**

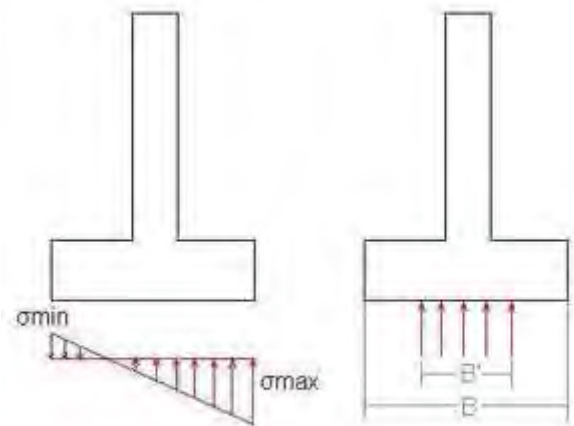
$$\sigma_{\text{max1}} := \frac{C_{f\_max}}{B \cdot L} + \frac{M_{\text{renv}}}{S_{\text{semelle}}} = 429.7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{min1}} := \frac{C_{f\_max}}{B \cdot L} - \frac{M_{\text{renv}}}{S_{\text{semelle}}} = 136.95 \text{ kPa}$$

**b) Pression uniforme**

$$B_{\text{prime1}} := B - 2 \cdot e_{\text{max}} = 2302.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{uni1}} := \frac{C_{f\_max}}{L \cdot B_{\text{prime1}}} = 369.15 \text{ kPa}$$

**vi) Capacité portante, charge axiale minimale**
**a) Pression trapézoïdale**


i) Pression trapézoïdale

ii) Pression uniforme

$$\sigma_{\max 2} := \frac{C_{f\_min}}{B \cdot L} + \frac{M_{renv}}{S_{semelle}} = 356.22 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\min 2} := \frac{C_{f\_min}}{B \cdot L} - \frac{M_{renv}}{S_{semelle}} = 63.48 \text{ kPa}$$

**b) Pression uniforme**

$$B_{prime2} := B - 2 \cdot e_{min} = 2483.38 \text{ mm}$$

$$\sigma_{uni2} := \frac{C_{f\_min}}{L \cdot B_{prime2}} = 253.5 \text{ kPa}$$

**5. Sommaire des résultats**

	<b>Excentricité calculée</b>	<b>Excentricité limite</b>	<b>Sollicitation</b>
Excentricité ( $\alpha D_{max}$ )	$e_{max} = 348.75 \text{ mm}$	$e_{limite} = 900 \text{ mm}$	$\frac{e_{max}}{e_{limite}} = 0.39$
Excentricité ( $\alpha D_{min}$ )	$e_{min} = 258.31 \text{ mm}$	$e_{limite} = 900 \text{ mm}$	$\frac{e_{min}}{e_{limite}} = 0.29$
	<b>Effort</b>	<b>Résistance</b>	<b>Sollicitation</b>
Renversement ( $C_{f_{max}}$ )	$M_{renv} = 1976 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{stab\_max} = 11474.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\frac{M_{renv}}{M_{stab\_max}} = 0.17$
Renversement ( $C_{f_{min}}$ )	$M_{renv} = 1976 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{stab\_min} = 8498.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\frac{M_{renv}}{M_{stab\_min}} = 0.23$



# ANNEXE G

Estimation sommaire des coûts de construction





Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A (conventionnel)

LÉGER	Fixe	Secours
<b>Désignation de l'ouvrage</b>	<b>Total</b>	
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>	
<b>Pile</b>	<b>101 593 \$</b>	
Colonnes	36 619 \$	
Chevêtre	27 341 \$	
Appareils d'appui	9 500 \$	
Semelle	28 133 \$	
<b>Culéés</b>	<b>303 961 \$</b>	
Murs garde-grève	25 445 \$	
Murs d'aile	29 646 \$	
Murs de front	116 956 \$	
Appareils d'appui	19 000 \$	
Semelles	87 524 \$	
Dalles de transition	25 390 \$	
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>	
<b>Organisation de chantier</b>	<b>211 837.64 \$</b>	
<b>Contingences</b>	<b>141 225.09 \$</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>1 765 314 \$</b>	

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A (isolé)

LÉGER	Fixe	Secours
<b>Désignation de l'ouvrage</b>	<b>Total</b>	
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>	
<b>Pile</b>	<b>92 981 \$</b>	
Colonnes	36 619 \$	
Chevêtre	27 341 \$	
Appareils d'appui	17 500 \$	
Semelle	11 521 \$	
<b>Culéés</b>	<b>303 961 \$</b>	
Murs garde-grève	25 445 \$	
Murs d'aile	29 646 \$	
Murs de front	116 956 \$	
Appareils d'appui	19 000 \$	
Semelles	87 524 \$	
Dalles de transition	25 390 \$	
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>	
<b>Organisation de chantier</b>	<b>210 545.89 \$</b>	
<b>Contingences</b>	<b>140 363.93 \$</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>1 754 549 \$</b>	

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A (conventionnel)

LOURD	Fixe	Secours
<b>Désignation de l'ouvrage</b>	<b>Total</b>	
Tablier	692 689 \$	
Pile	120 616 \$	
Colonnes	46 265 \$	
Chevêtre	27 341 \$	
Appareils d'appui	9 500 \$	
Semelle	37 510 \$	
<b>Culéés</b>	<b>303 961 \$</b>	
Murs garde-grève	25 445 \$	
Murs d'aile	29 646 \$	
Murs de front	116 956 \$	
Appareils d'appui	19 000 \$	
Semelles	87 524 \$	
Dalles de transition	25 390 \$	
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>	
<b>Organisation de chantier</b>	<b>180 191.11 \$</b>	
<b>Contingences</b>	<b>120 127.41 \$</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>1 501 593 \$</b>	

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A (isolé)

LOURD	Fixe	Secours
<b>Désignation de l'ouvrage</b>	<b>Total</b>	
Tablier	692 689 \$	
Pile	97 631 \$	
Colonnes	41 269 \$	
Chevêtre	27 341 \$	
Appareils d'appui	17 500 \$	
Semelle	11 521 \$	
<b>Culéés</b>	<b>303 961 \$</b>	
Murs garde-grève	25 445 \$	
Murs d'aile	29 646 \$	
Murs de front	116 956 \$	
Appareils d'appui	19 000 \$	
Semelles	87 524 \$	
Dalles de transition	25 390 \$	
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>	
<b>Organisation de chantier</b>	<b>176 743.33 \$</b>	
<b>Contingences</b>	<b>117 828.89 \$</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>1 472 861 \$</b>	

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-A (conventionnel)

LÉGER    Fixe    2 modules    Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 088 940 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>160 820 \$</b>
Colonnes	88 383 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	31 884 \$
<b>Pile 3</b>	<b>122 747 \$</b>
Colonnes	70 672 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>306 505.33 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>204 336.89 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 554 211 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-A (isolé)

LÉGER    Fixe    2 modules    Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 088 940 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>108 635 \$</b>
Colonnes	48 560 \$
Chevêtre	31 054 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>122 747 \$</b>
Colonnes	70 672 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>298 677.50 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>199 118.34 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 488 979 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-A (conventionnel)

LOURD                      Fixe                      2 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>174 317 \$</b>
Colonnes	98 128 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	35 635 \$
<b>Pile 3</b>	<b>122 747 \$</b>
Colonnes	70 672 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>296 229.86 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>197 486.57 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 468 582 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-A (isolé)

LOURD                      Fixe                      2 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>958 940 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>130 747 \$</b>
Colonnes	70 672 \$
Chevêtre	31 054 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>100 635 \$</b>
Colonnes	48 560 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>279 177.50 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>186 118.34 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 326 479 \$</b>



Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-A (conventionnel)

LOURD                      Fixe                      3 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>96 527 \$</b>
Colonnes	46 265 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>116 334 \$</b>
Colonnes	66 072 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 4</b>	<b>161 279 \$</b>
Colonnes	92 530 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	30 008 \$
<b>Pile 5</b>	<b>181 968 \$</b>
Colonnes	118 846 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	24 382 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>595 383.38 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>396 922.26 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>4 961 528 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-A (isolé)

LOURD                      Fixe                      3 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>106 127 \$</b>
Colonnes	46 265 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>116 334 \$</b>
Colonnes	66 072 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 4</b>	<b>142 792 \$</b>
Colonnes	92 530 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 5</b>	<b>169 108 \$</b>
Colonnes	118 846 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>592 121.21 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>394 747.47 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>4 934 343 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A (conventionnel)

LOURD

PIEUX

1 module

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>332 330 \$</b>
Colonnes	46 265 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	94 311 \$
Pieux	367 200 \$
<b>Culéés</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>211 948.25 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>141 298.83 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 766 235 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-A (isolé)

LOURD

PIEUX

1 module

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>245 961 \$</b>
Colonnes	41 269 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	17 500 \$
Semelle	48 138 \$
Pieux	210 600 \$
<b>Culéés</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>198 992.84 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>132 661.90 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 658 274 \$</b>





Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-A (conventionnel)

LOURD	PIEUX	3 modules	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>		
<b>Pile 1</b>	<b>392 667 \$</b>		
Colonnes	46 265 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	125 749 \$		
Pieux	178 200 \$		
<b>Pile 2</b>	<b>396 275 \$</b>		
Colonnes	66 072 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	125 749 \$		
Pieux	162 000 \$		
<b>Pile 3</b>	<b>422 732 \$</b>		
Colonnes	92 530 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	125 749 \$		
Pieux	162 000 \$		
<b>Pile 4</b>	<b>465 248 \$</b>		
Colonnes	118 846 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	125 749 \$		
Pieux	178 200 \$		
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	22 800 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>763 506 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>509 004 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>6 362 546 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-A (isolé)

LOURD	PIEUX	3 modules	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>		
<b>Pile 2</b>	<b>343 509 \$</b>		
Colonnes	46 265 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Isolateurs sismiques	21 000 \$		
Semelle	104 790 \$		
Pieux	140 400 \$		
<b>Pile 3</b>	<b>300 359 \$</b>		
Colonnes	66 072 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	83 832 \$		
Pieux	108 000 \$		
<b>Pile 4</b>	<b>326 816 \$</b>		
Colonnes	92 530 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	83 832 \$		
Pieux	108 000 \$		
<b>Pile 5</b>	<b>353 132 \$</b>		
Colonnes	118 846 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	83 832 \$		
Pieux	108 000 \$		
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	22 800 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>710 540 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>473 693 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>5 921 163 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (conventionnel)

LÉGER                      Fixe                      1 module                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>233 005 \$</b>
Colonnes	83 514 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	112 650 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>231 549.46 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>154 366.31 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 929 579 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LÉGER                      Fixe                      1 module                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>165 865 \$</b>
Colonnes	83 514 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	37 510 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>221 478.52 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>147 652.35 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 845 654 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (conventionnel)

LOURD                      Fixe                      1 module                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>327 879 \$</b>
Colonnes	128 613 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	162 425 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>211 280.63 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>140 853.75 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 760 672 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LOURD                      Fixe                      1 module                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	
<b>Pile</b>	
Colonnes	
Chevêtre	
Isolateurs sismiques	
Semelle	
<b>Culées</b>	
Murs garde-grève	
Murs d'aile	
Murs de front	
Appareils d'appui	
Semelles	
Dalles de transition	
<b>Approches</b>	
<b>Organisation de chantier</b>	
<b>Contingences</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>0 \$</b>

PAS POSSIBLE

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (conventionnel)

LÉGER                      Fixe                      2 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 136 926 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>738 834 \$</b>
Colonnes	456 487 \$
Chevêtre	54 682 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	208 664 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>381 993.27 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>254 662.18 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3 183 277 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (isolé)

LÉGER                      Fixe                      2 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 136 926 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>592 938 \$</b>
Colonnes	456 487 \$
Chevêtre	54 682 \$
Isolateurs sismiques	35 000 \$
Semelles	46 769 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>360 108.90 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>240 072.60 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3 000 908 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (conventionnel)

LOURD                      Fixe                      2 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>840 278 \$</b>
Colonnes	522 784 \$
Chevêtre	54 682 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	243 812 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>377 711.99 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>251 808.00 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3 147 600 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (isolé)

LOURD                      Fixe                      2 modules                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>652 857 \$</b>
Colonnes	522 784 \$
Chevêtre	54 682 \$
Isolateurs sismiques	35 000 \$
Semelles	40 391 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>349 598.79 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>233 065.86 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 913 323 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (conventionnel)

LÉGER Fixe 3 modules Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>4 223 345 \$</b>
<b>Pile 1</b>	<b>277 256 \$</b>
Colonnes	90 935 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	147 580 \$
<b>Pile 2</b>	<b>283 886 \$</b>
Colonnes	129 876 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	115 270 \$
<b>Pile 3</b>	<b>296 584 \$</b>
Colonnes	181 869 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	75 973 \$
<b>Pile 4</b>	<b>335 261 \$</b>
Colonnes	233 646 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	62 874 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>871 215.18 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>580 810.12 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>7 260 126 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (isolé)

LÉGER Fixe 3 modules Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>4 223 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>129 574 \$</b>
Colonnes	69 712 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>149 825 \$</b>
Colonnes	99 563 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 4</b>	<b>189 687 \$</b>
Colonnes	139 425 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 5</b>	<b>238 964 \$</b>
Colonnes	179 102 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>798 474.57 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>532 316.38 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>6 653 955 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (conventionnel)

LOURD      Fixe      3 modules      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>485 767 \$</b>
Colonnes	124 080 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	322 945 \$
<b>Pile 3</b>	<b>146 203 \$</b>
Colonnes	73 703 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	33 759 \$
<b>Pile 4</b>	<b>173 839 \$</b>
Colonnes	103 214 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	31 884 \$
<b>Pile 5</b>	<b>454 513 \$</b>
Colonnes	318 840 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	96 931 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>701 015.35 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>467 343.57 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>5 841 795 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (isolé)

LOURD      Fixe      3 modules      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>183 942 \$</b>
Colonnes	124 080 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>123 965 \$</b>
Colonnes	73 703 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 4</b>	<b>153 476 \$</b>
Colonnes	103 214 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 5</b>	<b>388 943 \$</b>
Colonnes	318 840 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	21 762 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>639 516.12 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>426 344.08 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>5 329 301 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (conventionnel)

LOURD	PIEUX	1 module	Secours
<b>Désignation de l'ouvrage</b>	<b>Total</b>		
Tablier	692 689 \$		
Pile	901 010 \$		
Colonnes	129 942 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	9 500 \$		
Semelle	363 314 \$		
Pieux	367 200 \$		
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	19 000 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>297 250.23 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>198 166.82 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>2 477 085 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LOURD	PIEUX	1 module	Secours
<b>Désignation de l'ouvrage</b>	<b>Total</b>		
Tablier			
Pile			
Colonnes			
Chevêtre			
Appareils d'appui			
Semelle			
Pieux			
<b>Culées</b>			
Murs garde-grève			
Murs d'aile			
Murs de front			
Appareils d'appui			
Semelles			
Dalles de transition			
<b>Approches</b>			
<b>Organisation de chantier</b>			
<b>Contingences</b>			
<b>TOTAL</b>			

PAS POSSIBLE



Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (conventionnel)

LOURD                      PIEUX                      2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>1 462 996 \$</b>
Colonnes	158 461 \$
Chevêtre	62 108 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	467 427 \$
Pieux	756 000 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>471 119.68 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>314 079.79 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3 925 997 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (isolé)

LOURD                      PIEUX                      2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>959 382 \$</b>
Colonnes	158 461 \$
Chevêtre	62 108 \$
Appareils d'appui	35 000 \$
Semelles	293 413 \$
Pieux	410 400 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>395 577.58 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>263 718.38 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3 296 480 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (conventionnel)

LOURD                      PIEUX                      3 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>1 111 870 \$</b>
Colonnes	124 080 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	448 535 \$
Pieux	496 800 \$
<b>Pile 3</b>	<b>1 165 010 \$</b>
Colonnes	177 220 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	448 535 \$
Pieux	496 800 \$
<b>Pile 4</b>	<b>901 677 \$</b>
Colonnes	248 161 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	287 063 \$
Pieux	324 000 \$
<b>Pile 5</b>	<b>972 357 \$</b>
Colonnes	318 840 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	287 063 \$
Pieux	324 000 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>1 134 604 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>756 403 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>9 455 035 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (isolé)

LOURD                      PIEUX                      3 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>613 546 \$</b>
Colonnes	124 080 \$
Chevêtre	62 108 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	171 158 \$
Pieux	235 200 \$
<b>Pile 3</b>	<b>657 086 \$</b>
Colonnes	177 220 \$
Chevêtre	62 108 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	171 158 \$
Pieux	235 200 \$
<b>Pile 4</b>	<b>728 026 \$</b>
Colonnes	248 161 \$
Chevêtre	62 108 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	171 158 \$
Pieux	235 200 \$
<b>Pile 5</b>	<b>808 306 \$</b>
Colonnes	318 840 \$
Chevêtre	62 108 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	171 158 \$
Pieux	235 200 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>933 012 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>622 008 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>7 775 099 \$</b>



Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-C (conventionnel)  
 LOURD                      PIEUX                      1 module                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>415 140 \$</b>
Colonnes	63 331 \$
Chevêtre	31 054 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	122 256 \$
Pieux	189 000 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>224 369.78 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>149 579.85 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 869 748 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-C (isolé)  
 LOURD                      PIEUX                      1 module                      Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>289 745 \$</b>
Colonnes	63 331 \$
Chevêtre	31 054 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	69 860 \$
Pieux	108 000 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>205 560.49 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>137 040.33 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 713 004 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-C (conventionnel)

LOURD	PIEUX	3 modules	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>		
<b>Pile 2</b>	<b>422 231 \$</b>		
Colonnes	60 270 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	146 707 \$		
Pieux	172 800 \$		
<b>Pile 3</b>	<b>401 986 \$</b>		
Colonnes	86 076 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	122 256 \$		
Pieux	151 200 \$		
<b>Pile 4</b>	<b>447 250 \$</b>		
Colonnes	120 540 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	122 256 \$		
Pieux	162 000 \$		
<b>Pile 5</b>	<b>481 546 \$</b>		
Colonnes	154 836 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	122 256 \$		
Pieux	162 000 \$		
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	22 800 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>774 918.88 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>516 612.58 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>6 457 657 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-C (isolé)

LOURD	PIEUX	3 modules	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>		
<b>Pile 2</b>	<b>357 515 \$</b>		
Colonnes	60 270 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Isolateurs sismiques	21 000 \$		
Semelle	104 790 \$		
Pieux	140 400 \$		
<b>Pile 3</b>	<b>373 721 \$</b>		
Colonnes	86 076 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	104 790 \$		
Pieux	140 400 \$		
<b>Pile 4</b>	<b>365 195 \$</b>		
Colonnes	92 530 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Appareils d'appui	11 400 \$		
Semelle	94 311 \$		
Pieux	135 900 \$		
<b>Pile 5</b>	<b>401 111 \$</b>		
Colonnes	118 846 \$		
Chevêtre	31 054 \$		
Isolateurs sismiques	21 000 \$		
Semelle	94 311 \$		
Pieux	135 900 \$		
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	22 800 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>736 598.33 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>491 065.55 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>6 138 319 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LOURD                                  Fixe                                  2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>126 074 \$</b>
Colonnes	69 712 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>181 009.85 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>120 673.24 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 508 415 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (isolé)

LOURD                                  Fixe                                  3 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>345 047 \$</b>
Colonnes	238 803 \$
Chevêtre	54 682 \$
Isolateurs sismiques	35 000 \$
Semelle	16 562 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>303 427.25 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>202 284.83 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 528 560 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (isolé)

LOURD Fixe 4 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>111 469 \$</b>
Colonnes	51 607 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>123 965 \$</b>
Colonnes	73 703 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 4</b>	<b>153 476 \$</b>
Colonnes	103 214 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 5</b>	<b>192 436 \$</b>
Colonnes	132 574 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>599 169.03 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>399 446.02 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>4 993 075 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-C (isolé)

LOURD PIEUX 2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>745 489 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>213 168 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	31 054 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	52 395 \$
Pieux	75 600 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>201 993.98 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>134 662.65 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 683 283 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B

LOURD	Fixe	1 module	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>		
<b>Pile</b>	<b>201 587 \$</b>		
Colonnes	128 613 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	17 500 \$		
Semelle	100 861 \$		
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	19 000 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Transmetteurs de chocs sismiques</b>	<b>69 000 \$</b>		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>202 686.74 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>135 124.49 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>1 689 056 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B

LOURD	Fixe	3 modules	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>		
<b>Pile 2</b>	<b>183 942 \$</b>		
Colonnes	124 080 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	21 000 \$		
Semelle	172 686 \$		
<b>Pile 3</b>	<b>237 082 \$</b>		
Colonnes	177 220 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	21 000 \$		
Semelle	11 521 \$		
<b>Pile 4</b>	<b>308 023 \$</b>		
Colonnes	248 161 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	21 000 \$		
Semelle	11 521 \$		
<b>Pile 5</b>	<b>388 943 \$</b>		
Colonnes	318 840 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	21 000 \$		
Semelle	60 255 \$		
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	22 800 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Transmetteurs de chocs sismiques</b>	<b>83 000 \$</b>		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>692 115.72 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>461 410.48 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>5 767 631 \$</b>		



Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (conventionnel)

LOURD	Fixe	1 module	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>		
<b>Pile</b>	<b>327 879 \$</b>		
Colonnes	128 613 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	9 500 \$		
Semelle	162 425 \$		
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	19 000 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>211 280.63 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>140 853.75 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>1 760 672 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LOURD	Fixe	1 module	Secours
Désignation de l'ouvrage	Total		
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>		
<b>Pile</b>	<b>166 986 \$</b>		
Colonnes	98 702 \$		
Chevêtre	27 341 \$		
Appareils d'appui	17 500 \$		
Semelle	23 444 \$		
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>		
Murs garde-grève	25 445 \$		
Murs d'aile	29 646 \$		
Murs de front	116 956 \$		
Appareils d'appui	19 000 \$		
Semelles	87 524 \$		
Dalles de transition	25 390 \$		
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>		
<b>Organisation de chantier</b>	<b>187 146.68 \$</b>		
<b>Contingences</b>	<b>124 764.45 \$</b>		
<b>TOTAL</b>	<b>1 559 556 \$</b>		

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LOURD

Fixe

2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>745 489 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>97 631 \$</b>
Colonnes	41 269 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>184 663.33 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>123 108.89 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 538 861 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (conventionnel)

LOURD

Fixe

2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Piles</b>	<b>840 278 \$</b>
Colonnes	522 784 \$
Chevêtre	54 682 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelle	243 812 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>377 711.99 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>251 808.00 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3 147 600 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 2-B (isolé)

LOURD

Fixe

2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>1 006 940 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>283 009 \$</b>
Colonnes	176 765 \$
Chevêtre	54 682 \$
Appareils d'appui	35 000 \$
Semelle	16 562 \$
<b>Culées</b>	<b>521 639 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	59 292 \$
Murs de front	304 989 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>149 222 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>294 121.60 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>196 081.06 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2 451 013 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (conventionnel)

LOURD

Fixe

3 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>257 133 \$</b>
Colonnes	124 080 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	94 311 \$
<b>Pile 3</b>	<b>196 276 \$</b>
Colonnes	73 703 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	83 832 \$
<b>Pile 4</b>	<b>369 587 \$</b>
Colonnes	103 214 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	227 632 \$
<b>Pile 5</b>	<b>483 330 \$</b>
Colonnes	318 840 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	125 749 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>707 916.04 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>471 944.03 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>5 899 300 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 3-B (isolé)

LOURD

Fixe

3 modules

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>3 021 345 \$</b>
<b>Pile 2</b>	<b>101 869 \$</b>
Colonnes	51 607 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 3</b>	<b>123 965 \$</b>
Colonnes	73 703 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	11 400 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 4</b>	<b>163 076 \$</b>
Colonnes	103 214 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Pile 5</b>	<b>202 677 \$</b>
Colonnes	132 574 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	21 000 \$
Semelle	21 762 \$
<b>Culées</b>	<b>307 761 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	22 800 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>600 705.16 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>400 470.10 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>5 005 876 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-F (conventionnel)

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>88 395 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	14 935 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>209 857.93 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>139 905.29 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 748 816 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-F (isolé)

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>92 981 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>210 545.89 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>140 363.93 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 754 549 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-D (conventionnel)

LÉGER

Fixe

1 module

Route majeure

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>84 981 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>209 345.89 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>139 563.93 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 744 549 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-D (isolé)

LÉGER

Fixe

1 module

Route majeure

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>92 981 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>210 545.89 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>140 363.93 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 754 549 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-E (conventionnel)

LÉGER

Fixe

1 module

Route majeure

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>148 703 \$</b>
Colonnes	51 607 \$
Chevêtre	27 341 \$
Appareils d'appui	9 500 \$
Semelle	60 255 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>218 904.12 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>145 936.08 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 824 201 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-E (isolé)

LÉGER

Fixe

1 module

Route majeure

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>92 981 \$</b>
Colonnes	36 619 \$
Chevêtre	27 341 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	11 521 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>210 545.89 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>140 363.93 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 754 549 \$</b>

Résumé des coûts de construction des éléments principaux du pont Type 1-B (isolé)

LOURD

Pieux

2 modules

Secours

Désignation de l'ouvrage	Total
<b>Tablier</b>	<b>692 689 \$</b>
<b>Pile</b>	<b>368 196 \$</b>
Colonnes	63 331 \$
Chevêtre	31 054 \$
Isolateurs sismiques	17 500 \$
Semelle	94 311 \$
Pieux	162 000 \$
<b>Culées</b>	<b>303 961 \$</b>
Murs garde-grève	25 445 \$
Murs d'aile	29 646 \$
Murs de front	116 956 \$
Appareils d'appui	19 000 \$
Semelles	87 524 \$
Dalles de transition	25 390 \$
<b>Approches</b>	<b>84 009 \$</b>
<b>Organisation de chantier</b>	<b>217 328.16 \$</b>
<b>Contingences</b>	<b>144 885.44 \$</b>
<b>TOTAL</b>	<b>1 811 068 \$</b>



# ANNEXE H

Estimation détaillée des coûts de construction dans certains cas



**Estimation des coûts de construction pour le pont type 1 – A à conception conventionnelle (pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module) :**

<b>Tablier</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
637000	1	global	Ouvrage en acier galvanisé (charpen	555 000 \$	555 000 \$
634500	120	m cu.	Béton de dalle (sur poutres)	1 350 \$	162 000 \$
635050	28025	kg	Armature galvanisée - dalle	3 \$	77 069 \$
635775	0	m car.	Finition du béton durci	15 \$	8 250 \$
646450	4	unité	Drain en acier (dalle/tablier neuf)	700 \$	2 800 \$
680620	100	m	Glissière type 311A	300 \$	30 000 \$
639180	595	m car.	Nettoyage des surfaces de dalle (nou	8 \$	4 760 \$
639150	595	m car.	Membrane d'étanchéité	40 \$	23 800 \$
614575	93	t	Enrobé "permanent "préparé et posé	170 \$	15 810 \$
638135	24	m	Joint de tablier à une garniture en élas	1 800 \$	43 200 \$
				Total tablier =	<b>922 689 \$</b>
<b>Pile</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	24	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	24 938 \$
635050	4248	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	11 681 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	1350	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	3 713 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	5	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	9 500 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	1923	kg	Acier d'armature	2 \$	4 328 \$
634000	45	m cu.	Béton de semelle	400 \$	18 000 \$
631925	14	m cu.	Coussin de support en matériaux gra	80 \$	1 080 \$
631950	14	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	4 725 \$
				Total pile =	<b>101 593 \$</b>

<b>Culées</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>GARDE-GRÈVE</b>					
634075	23	m cu.	Béton de culée	900 \$	20 973 \$
635050	1626	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	4 472 \$
<b>MURS D'AILE</b>					
634075	27	m cu.	Béton de culée	900 \$	24 300 \$
635050	1944	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	5 346 \$
<b>MURS DE FRONT</b>					
634075	107	m cu.	Béton de culée	900 \$	95 866 \$
635050	7669	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	21 090 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	10	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	19 000 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	5984	kg	Acier d'armature	2 \$	13 464 \$
634000	140	m cu.	Béton de semelle	400 \$	56 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux gra	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>DALLES DE TRANSITION</b>					
634200	50	m cu.	Béton de dalle de transition	400 \$	19 992 \$
635000	2399	kg	Acier d'armature	2 \$	5 398 \$
				Total culées =	<b>303 961 \$</b>

<b>Approches</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630700	811	m cu.	Remblai à 30,00 \$	30 \$	24 326 \$
520150	701	m cu.	Excavation	15 \$	10 519 \$
671575	55	m car.	Revêtement de protection en pierres	50 \$	2 740 \$
681200	60	m	GSR latérale avec profilé d'acier à do	75 \$	4 500 \$
681238	4	unité	Transition de rigidité TL-2 pour GSR	850 \$	3 400 \$
681035	4	unité	Dispositif d'extrémité de GSR latérale	2 500 \$	10 000 \$
614575	168	t	Enrobé « permanent » préparé et pos	170 \$	28 524 \$
				Total approches =	<b>84 009 \$</b>

<b>Autres</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630100	1	Global	Organisation de chantier	211 838 \$	211 838 \$
-	1	Global	Contingences	141 225 \$	141 225 \$
				Total autres =	<b>353 062.74 \$</b>
				<b>Total pont type I - A =</b>	<b>1 765 313.68 \$</b>
					2 966.91 \$/m2

**Estimation des coûts de construction pour le pont type 1 – A à conception isolée  
(pont de secours, tablier léger, fondations fixes, 1 module) :**

<b>Tablier</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
637000	1	global	Ouvrage en acier galvanisé (charpente métallique)	555 000 \$	555 000 \$
634500	120	m cu.	Béton de dalle (sur poutres)	1 350 \$	162 000 \$
635050	28025	kg	Armature galvanisée - dalle	3 \$	77 069 \$
635775	0	m car.	Finition du béton durci	15 \$	8 250 \$
646450	4	unité	Drain en acier (dalle/tablier neuf)	700 \$	2 800 \$
680620	100	m	Glissière type 311A	300 \$	30 000 \$
639180	595	m car.	Nettoyage des surfaces de dalle (nouvelle dalle)	8 \$	4 760 \$
639150	595	m car.	Membrane d'étanchéité	40 \$	23 800 \$
614575	93	t	Enrobé "permanent" préparé et posé à chaud (nouvelle dalle)	170 \$	15 810 \$
638135	24	m	Joint de tablier à une garniture en élastomère avec dalot	1 800 \$	43 200 \$
				Total tablier =	<b>922 689 \$</b>

<b>Pile</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	24	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	24 938 \$
635050	4248	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	11 681 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	1350	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	3 713 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
-	5	unité	Isolateurs sismiques	3 500 \$	17 500 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	692	kg	Acier d'armature	2 \$	1 558 \$
634000	16	m cu.	Béton de semelle	400 \$	6 480 \$
631925	8	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	648 \$
631950	8	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	2 835 \$
				Total pile =	<b>92 981 \$</b>

<b>Culées</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>GARDE-GRÈVE</b>					
634075	23	m cu.	Béton de culée	900 \$	20 973 \$
635050	1626	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	4 472 \$
<b>MURS D'AILE</b>					
634075	27	m cu.	Béton de culée	900 \$	24 300 \$
635050	1944	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	5 346 \$
<b>MURS DE FRONT</b>					
634075	107	m cu.	Béton de culée	900 \$	95 866 \$
635050	7669	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	21 090 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	10	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	19 000 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	5984	kg	Acier d'armature	2 \$	13 464 \$
634000	140	m cu.	Béton de semelle	400 \$	56 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>DALLES DE TRANSITION</b>					
634200	50	m cu.	Béton de dalle de transition	400 \$	19 992 \$
635000	2399	kg	Acier d'armature	2 \$	5 398 \$
				Total culées =	<b>303 961 \$</b>

<b>Approches</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630700	811	m cu.	Remblai à 30,00 \$	30 \$	24 326 \$
520150	701	m cu.	Excavation	15 \$	10 519 \$
671575	55	m car.	Revêtement de protection en pierres calibre 200-300,50 % > 250	50 \$	2 740 \$
681200	60	m	GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteau	75 \$	4 500 \$
681238	4	unité	Transition de rigidité TL-2 pour GSR latérale avec profilé d'acier à	850 \$	3 400 \$
681035	4	unité	Dispositif d'extrémité de GSR latérale avec profilé d'acier à doub	2 500 \$	10 000 \$
614575	168	t	Enrobé « permanent » préparé et posé à chaud	170 \$	28 524 \$
				Total approches =	<b>84 009 \$</b>

<b>Autres</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630100	1	Global	Organisation de chantier	210 546 \$	210 546 \$
-	1	Global	Contingences	140 364 \$	140 364 \$
				Total autres =	<b>350 909.82 \$</b>
				<b>Total pont type I - A =</b>	<b>1 754 549.09 \$</b>
					2 948.82 \$ /m2

## Estimation des coûts de construction pour le pont type 2 – B à conception conventionnelle (pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 2 modules) :

Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
636255	350	m	Poutre préfabriquée en béton précontraint, type NEBT 1200	1 300 \$	455 000 \$
634500	170	m cu.	Béton de dalle (sur poutres)	1 350 \$	229 500 \$
635050	39240	kg	Armature galvanisée - dalle	3 \$	107 910 \$
635775	770	m car.	Finition du béton durci	15 \$	11 550 \$
646450	4	unité	Drain en acier (dalle/tablier neuf)	700 \$	2 800 \$
680620	140	m	Glissière type 311A	300 \$	42 000 \$
639180	835	m car.	Nettoyage des surfaces de dalle (nouvelle dalle)	8 \$	6 680 \$
639150	835	m car.	Membrane d'étanchéité	40 \$	33 400 \$
614575	130	t	Enrobé "permanent" préparé et posé à chaud (nouvelle dalle)	170 \$	22 100 \$
638200	24	m	Joint de tablier à deux garnitures en élastomère avec dalot	4 000 \$	96 000 \$
				Total tablier =	<b>1 006 940 \$</b>

<b>Piles</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	443	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	465 509 \$
635050	20827	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	57 275 \$
<b>CHEVÈTRES</b>					
634100	45	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	47 256 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	10	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	19 000 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	28894	kg	Acier d'armature	2 \$	65 010 \$
634000	676	m cu.	Béton de semelle	400 \$	135 200 \$
631925	101	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	8 112 \$
631950	101	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	35 490 \$
				Total pile =	<b>840 278 \$</b>

<b>Culées</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>GARDE-GRÈVE</b>					
634075	23	m cu.	Béton de culée	900 \$	20 973 \$
635050	1626	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	4 472 \$
<b>MURS D'AILE</b>					
634075	54	m cu.	Béton de culée	900 \$	48 600 \$
635050	3888	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	10 692 \$
<b>MURS DE FRONT</b>					
634075	278	m cu.	Béton de culée	900 \$	249 991 \$
635050	19999	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	54 998 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	10	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	19 000 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	5984	kg	Acier d'armature	2 \$	13 464 \$
634000	140	m cu.	Béton de semelle	400 \$	56 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>DALLES DE TRANSITION</b>					
634200	50	m cu.	Béton de dalle de transition	400 \$	19 992 \$
635000	2399	kg	Acier d'armature	2 \$	5 398 \$
				Total culées =	<b>521 639 \$</b>

**Approches**

Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630700	2332	m cu.	Remblai à 30,00 \$	30 \$	69 971 \$
520150	1778	m cu.	Excavation	15 \$	26 663 \$
671575	123	m car.	Revêtement de protection en pierres calibre 200-300,50 % > 250 mm, avec géotextile	50 \$	6 165 \$
681200	60	m	GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de bois à 1,9 m c/c	75 \$	4 500 \$
681238	4	unité	Transition de rigidité TL-2 pour GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de bois	850 \$	3 400 \$
681035	4	unité	Dispositif d'extrémité de GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, avec déviation latérale (type 1)	2 500 \$	10 000 \$
614575	168	t	Enrobé « permanent » préparé et posé à chaud	170 \$	28 524 \$
				Total approches =	<b>149 222 \$</b>

**Autres**

Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630100	1	Global	Organisation de chantier	377 712 \$	377 712 \$
-	1	Global	Contingences	251 808 \$	251 808 \$
				Total autres =	<b>629 519.99 \$</b>
				<b>Total pont type I - A =</b>	<b>3 147 599.94 \$</b>
					3 778.63 \$ /m2



## Estimation des coûts de construction pour le pont type 2 – B à conception isolée (pont de secours, tablier lourd, fondations fixes, 2 modules) :

<b>Tablier</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
636255	350	m	Poutre préfabriquée en béton précontraint, type NEBT 1200	1 300.00 \$	455 000.00 \$
634500	170	m cu.	Béton de dalle (sur poutres)	1 350.00 \$	229 500.00 \$
635050	39240	kg	Armature galvanisée - dalle	2.75 \$	107 910.00 \$
635775	770	m car.	Finition du béton durci	15.00 \$	11 550.00 \$
646450	4	unité	Drain en acier (dalle/tablier neuf)	700.00 \$	2 800.00 \$
680620	140	m	Glissière type 311A	300.00 \$	42 000.00 \$
639180	835	m car.	Nettoyage des surfaces de dalle (nouvelle dalle)	8.00 \$	6 680.00 \$
639150	835	m car.	Membrane d'étanchéité	40.00 \$	33 400.00 \$
614575	130	t	Enrobé "permanent" préparé et posé à chaud (nouvelle dalle)	170.00 \$	22 100.00 \$
638200	24	m	Joint de tablier à deux garnitures en élastomère avec dalot	4 000.00 \$	96 000.00 \$
				Total tablier =	<b>1 006 940 \$</b>

<b>Piles</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	443	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	465 509 \$
635050	20827	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	57 275 \$
<b>CHEVÊTRES</b>					
634100	45	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	47 256 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
-	10	unité	Isolateurs sismiques	3 500 \$	35 000 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	4060	kg	Acier d'armature	2 \$	9 136 \$
634000	95	m cu.	Béton de semelle	400 \$	19 000 \$
631925	29	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	2 280 \$
631950	29	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	9 975 \$
				Total pile =	<b>652 857 \$</b>

<b>Culées</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>GARDE-GRÈVE</b>					
634075	23	m cu.	Béton de culée	900 \$	20 973 \$
635050	1626	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	4 472 \$
<b>MURS D'AILE</b>					
634075	54	m cu.	Béton de culée	900 \$	48 600 \$
635050	3888	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	10 692 \$
<b>MURS DE FRONT</b>					
634075	278	m cu.	Béton de culée	900 \$	249 991 \$
635050	19999	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	54 998 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	10	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	19 000 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	5984	kg	Acier d'armature	2 \$	13 464 \$
634000	140	m cu.	Béton de semelle	400 \$	56 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>DALLES DE TRANSITION</b>					
634200	50	m cu.	Béton de dalle de transition	400 \$	19 992 \$
635000	2399	kg	Acier d'armature	2 \$	5 398 \$
				Total culées =	<b>521 639 \$</b>

<b>Approches</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630700	2332	m cu.	Remblai à 30,00 \$	30 \$	69 971 \$
520150	1778	m cu.	Excavation	15 \$	26 663 \$
671575	123	m car.	Revêtement de protection en pierres calibre 200-300,50 % > 250 mm, avec géotextile	50 \$	6 165 \$
681200	60	m	GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de bois à 1,9 m c/c	75 \$	4 500 \$
681238	4	unité	Transition de rigidité TL-2 pour GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de bois	850 \$	3 400 \$
681035	4	unité	Dispositif d'extrémité de GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, avec déviation latérale (type 1)	2 500 \$	10 000 \$
614575	168	t	Enrobé « permanent » préparé et posé à chaud	170 \$	28 524 \$
				Total approches =	<b>149 222 \$</b>

<b>Autres</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630100	1	Global	Organisation de chantier	349 599 \$	349 599 \$
-	1	Global	Contingences	233 066 \$	233 066 \$
				Total autres =	<b>582 664.66 \$</b>
				<b>Total pont type I - A =</b>	<b>2 913 323.28 \$</b>
					3 497.39 \$ /m2

**Estimation des coûts de construction pour le pont type 3 – C à conception conventionnelle (pont de secours, tablier lourd, fondations profondes, 3 modules) :**

<b>Tablier</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
636255	1140	m	Poutre préfabriquée en béton précontraint, type NEBT 1800	1 450 \$	1 653 000 \$
634500	455	m cu.	Béton de dalle (sur poutres)	1 350 \$	614 250 \$
635050	106500	kg	Armature galvanisée - dalle	3 \$	292 875 \$
635775	2090	m car.	Finition du béton durci	15 \$	31 350 \$
646450	4	unité	Drain en acier (dalle/tablier neuf)	700 \$	2 800 \$
680620	380	m	Glissière type 311A	300 \$	114 000 \$
639180	2265	m car.	Nettoyage des surfaces de dalle (nouvelle dalle)	8 \$	18 120 \$
639150	2265	m car.	Membrane d'étanchéité	40 \$	90 600 \$
614575	355	t	Enrobé "permanent" préparé et posé à chaud (nouvelle dalle)	170 \$	60 350 \$
638250	24	m	Joint de tablier à trois garnitures en élastomère avec dalot	6 000 \$	144 000 \$
				Total tablier =	<b>3 021 345 \$</b>

<b>Pile 2</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	45	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	47 148 \$
635050	4772	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	13 122 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
637550	6	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	11 400 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	10771	kg	Acier d'armature	2 \$	24 235 \$
634000	252	m cu.	Béton de semelle	400 \$	100 800 \$
631925	50	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	4 032 \$
631950	50	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	17 640 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	28 800 \$	28 800 \$
633225	32	unité	Pieux	4 500 \$	144 000 \$
				Total pile =	<b>422 231 \$</b>

<b>Pile 3</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	64	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	67 355 \$
635050	6808	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	18 721 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
637550	6	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	11 400 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	8976	kg	Acier d'armature	2 \$	20 196 \$
634000	210	m cu.	Béton de semelle	400 \$	84 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	25 200 \$	25 200 \$
633225	28	unité	Pieux	4 500 \$	126 000 \$
				Total pile =	<b>401 986 \$</b>

<b>Pile 4</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	90	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	94 297 \$
635050	9543	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	26 243 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
637550	6	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	11 400 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	8976	kg	Acier d'armature	2 \$	20 196 \$
634000	210	m cu.	Béton de semelle	400 \$	84 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	27 000 \$	27 000 \$
633225	30	unité	Pieux	4 500 \$	135 000 \$
Total pile =					<b>447 250 \$</b>

<b>Pile 5</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	115	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	121 239 \$
635050	12217	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	33 597 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
637550	6	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	11 400 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	8976	kg	Acier d'armature	2 \$	20 196 \$
634000	210	m cu.	Béton de semelle	400 \$	84 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	27 000 \$	27 000 \$
633225	30	unité	Pieux	4 500 \$	135 000 \$
Total pile =					<b>481 546 \$</b>

<b>Culées</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>GARDE-GRÈVE</b>					
634075	23	m cu.	Béton de culée	900 \$	20 973 \$
635050	1626	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	4 472 \$
<b>MURS D'AILE</b>					
634075	27	m cu.	Béton de culée	900 \$	24 300 \$
635050	1944	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	5 346 \$
<b>MURS DE FRONT</b>					
634075	107	m cu.	Béton de culée	900 \$	95 866 \$
635050	7669	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	21 090 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	12	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	22 800 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	5984	kg	Acier d'armature	2 \$	13 464 \$
634000	140	m cu.	Béton de semelle	400 \$	56 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>DALLES DE TRANSITION</b>					
634200	50	m cu.	Béton de dalle de transition	400 \$	19 992 \$
635000	2399	kg	Acier d'armature	2 \$	5 398 \$
Total culées =					<b>307 761 \$</b>

<b>Approches</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630700	811	m cu.	Remblai à 30,00 \$	30 \$	24 326 \$
520150	701	m cu.	Excavation	15 \$	10 519 \$
671575	55	m car.	Revêtement de protection en pierres calibre 200-300,50 % > 250 mm, avec géotextile	50 \$	2 740 \$
681200	60	m	GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de bois à 1,9 m c/c	75 \$	4 500 \$
681238	4	unité	Transition de rigidité TL-2 pour GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de bois	850 \$	3 400 \$
681035	4	unité	Dispositif d'extrémité de GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, avec déviation latérale (type 1)	2 500 \$	10 000 \$
614575	168	t	Enrobé « permanent » préparé et posé à chaud	170 \$	28 524 \$
				Total approches =	<b>84 009 \$</b>

<b>Autres</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630100	1	Global	Organisation de chantier	774 919 \$	774 919 \$
-	1	Global	Contingences	516 613 \$	516 613 \$
				Total autres =	<b>1 291 531.46 \$</b>
				<b>Total pont type I - A =</b>	<b>6 457 657.31 \$</b>
					2 856.11 \$ /m2

## Estimation des coûts de construction pour le pont type 3 – C à conception isolée (pont de secours, tablier lourd, fondations profondes, 3 modules) :

<b>Tablier</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
636255	1140	m	Poutre préfabriquée en béton précontraint, type NEBT 1800	1 450 \$	1 653 000 \$
634500	455	m cu.	Béton de dalle (sur poutres)	1 350 \$	614 250 \$
635050	106500	kg	Armature galvanisée - dalle	3 \$	292 875 \$
635775	2090	m car.	Finition du béton durci	15 \$	31 350 \$
646450	4	unité	Drain en acier (dalle/tablier neuf)	700 \$	2 800 \$
680620	380	m	Glissière type 311A	300 \$	114 000 \$
639180	2265	m car.	Nettoyage des surfaces de dalle (nouvelle dalle)	8 \$	18 120 \$
639150	2265	m car.	Membrane d'étanchéité	40 \$	90 600 \$
614575	355	t	Enrobé "permanent" préparé et posé à chaud (nouvelle dalle)	170 \$	60 350 \$
638250	24	m	Joint de tablier à trois garnitures en élastomère avec dalot	6 000 \$	144 000 \$
Total tablier =					<b>3 021 345 \$</b>

<b>Pile 2</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	45	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	47 148 \$
635050	4772	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	13 122 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
-	6	unité	Isolateurs sismiques	3 500 \$	21 000 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	7694	kg	Acier d'armature	2 \$	17 310 \$
634000	180	m cu.	Béton de semelle	400 \$	72 000 \$
631925	36	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	2 880 \$
631950	36	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	12 600 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	23 400 \$	23 400 \$
633225	26	unité	Pieux	4 500 \$	117 000 \$
Total pile =					<b>357 515 \$</b>

<b>Pile 3</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	64	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	67 355 \$
635050	6808	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	18 721 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
637550	6	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	11 400 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	7694	kg	Acier d'armature	2 \$	17 310 \$
634000	180	m cu.	Béton de semelle	400 \$	72 000 \$
631925	36	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	2 880 \$
631950	36	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	12 600 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	23 400 \$	23 400 \$
633225	26	unité	Pieux	4 500 \$	117 000 \$
Total pile =					<b>373 721 \$</b>

<b>Pile 4</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	65	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	67 887 \$
635050	8961	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	24 643 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
637550	6	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	11 400 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	6924	kg	Acier d'armature	2 \$	15 579 \$
634000	162	m cu.	Béton de semelle	400 \$	64 800 \$
631925	32	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	2 592 \$
631950	32	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	11 340 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	23 400 \$	23 400 \$
633225	25	unité	Pieux	4 500 \$	112 500 \$
Total pile =					<b>365 195 \$</b>

<b>Pile 5</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>COLONNES</b>					
634100	83	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	87 283 \$
635050	11477	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	31 563 \$
<b>CHEVÊTRE</b>					
634100	23	m cu.	Béton de pile	1 050 \$	23 628 \$
635050	2700	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	7 426 \$
<b>APPAREIL D'APPUI</b>					
-	6	unité	Isolateurs sismiques	3 500 \$	21 000 \$
<b>SEMELLE</b>					
635000	6924	kg	Acier d'armature	2 \$	15 579 \$
634000	162	m cu.	Béton de semelle	400 \$	64 800 \$
631925	32	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	2 592 \$
631950	32	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	11 340 \$
<b>Pieux</b>					
633000	1	global	Organisation pour plantage de pieux	23 400 \$	23 400 \$
633225	25	unité	Pieux	4 500 \$	112 500 \$
Total pile =					<b>401 111 \$</b>

<b>Culées</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
<b>GARDE-GRÈVE</b>					
634075	23	m cu.	Béton de culée	900 \$	20 973 \$
635050	1626	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	4 472 \$
<b>MURS D'AILE</b>					
634075	27	m cu.	Béton de culée	900 \$	24 300 \$
635050	1944	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	5 346 \$
<b>MURS DE FRONT</b>					
634075	107	m cu.	Béton de culée	900 \$	95 866 \$
635050	7669	kg	Acier d'armature galvanisée	3 \$	21 090 \$
<b>APPAREILS D'APPUI</b>					
637550	12	unité	Appareil d'appui en élastomère fretté	1 900 \$	22 800 \$
<b>SEMELLES</b>					
635000	5984	kg	Acier d'armature	2 \$	13 464 \$
634000	140	m cu.	Béton de semelle	400 \$	56 000 \$
631925	42	m cu.	Coussin de support en matériaux granulaires	80 \$	3 360 \$
631950	42	m cu.	Coussin de support en béton	350 \$	14 700 \$
<b>DALLES DE TRANSITION</b>					
634200	50	m cu.	Béton de dalle de transition	400 \$	19 992 \$
635000	2399	kg	Acier d'armature	2 \$	5 398 \$
Total culées =					<b>307 761 \$</b>

<b>Approches</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630700	811	m cu.	Remblai à 30,00 \$	30 \$	24 326 \$
520150	701	m cu.	Excavation	15 \$	10 519 \$
671575	55	m car.	Revêtement de protection en pierres calibre 200-300,50 % > 250 mm.	50 \$	2 740 \$
681200	60	m	GSR latérale avec profilé d'acier à double ondulation, sur poteaux de b	75 \$	4 500 \$
681238	4	unité	Transition de rigidité TL-2 pour GSR latérale avec profilé d'acier à dou	850 \$	3 400 \$
681035	4	unité	Dispositif d'extrémité de GSR latérale avec profilé d'acier à double ond	2 500 \$	10 000 \$
614575	168	t	Enrobé « permanent » préparé et posé à chaud	170 \$	28 524 \$
Total approches =					<b>84 009 \$</b>

<b>Autres</b>					
Code d'ouvrage	Quantité estimée	Unité de mesure	Désignation de l'ouvrage	Prix unitaire	Total
630100	1	Global	Organisation de chantier	736 598 \$	736 598 \$
-	1	Global	Contingences	491 066 \$	491 066 \$
Total autres =					<b>1 227 663.88 \$</b>
<b>Total pont type I - A =</b>					<b>6 138 319.41 \$</b>
					2 714.87 \$ /m2

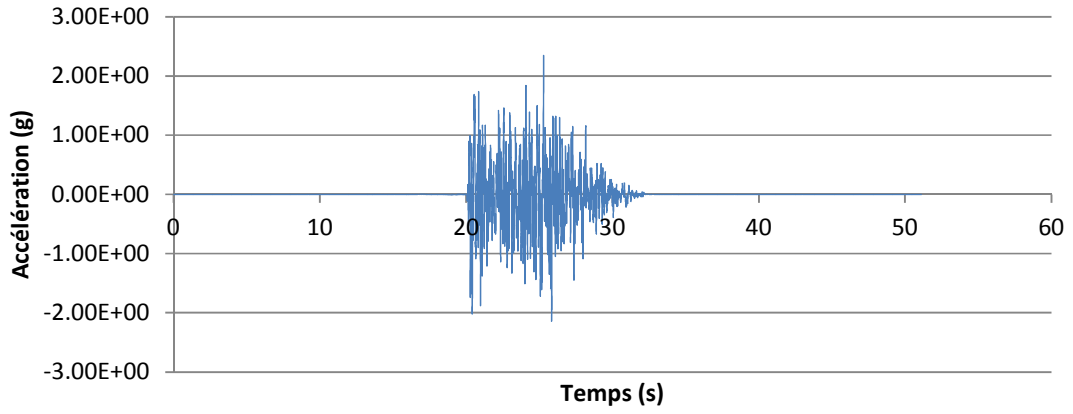


# ANNEXE I

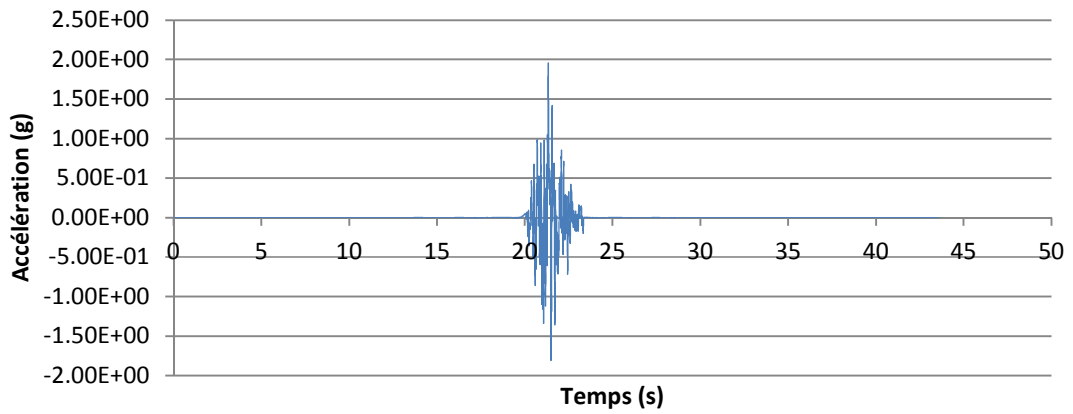
Mouvements de sol



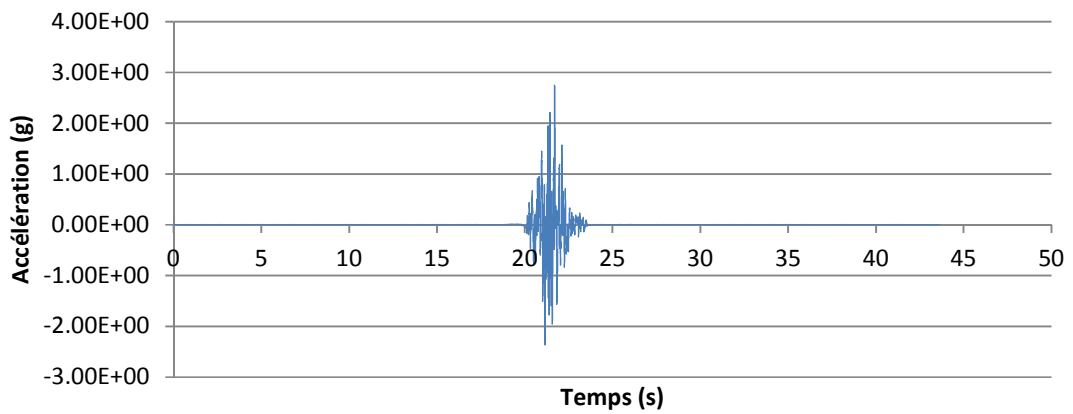
### Mouvement de sol #1



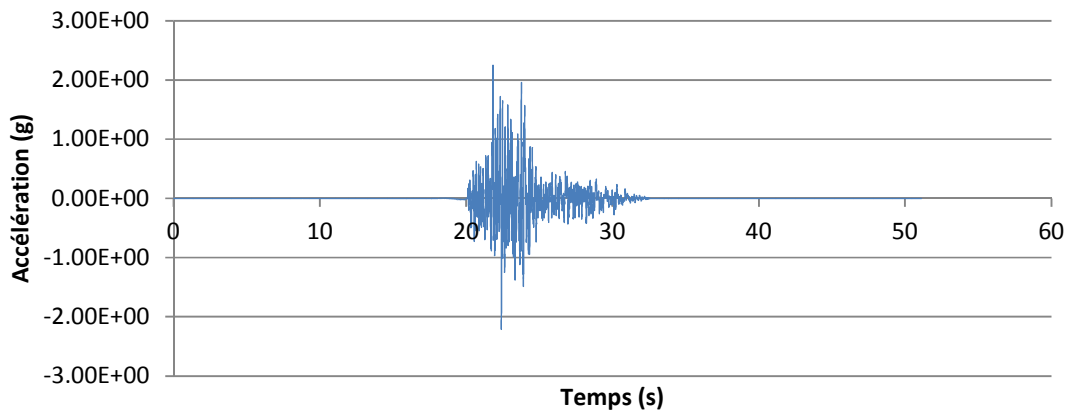
### Mouvement de sol #2



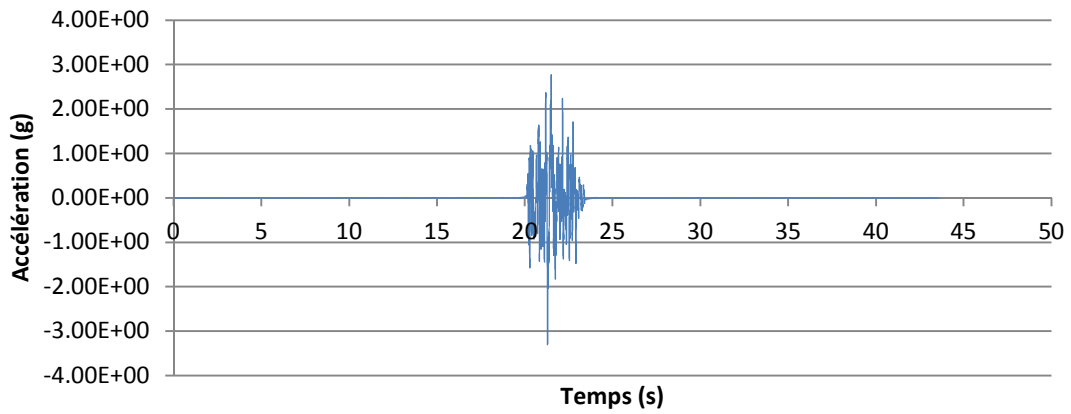
### Mouvement de sol #3



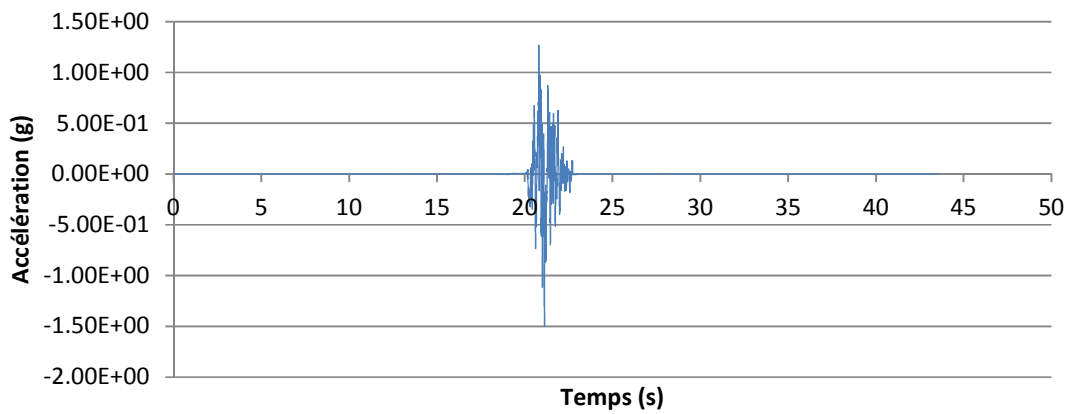
### Mouvement de sol #4



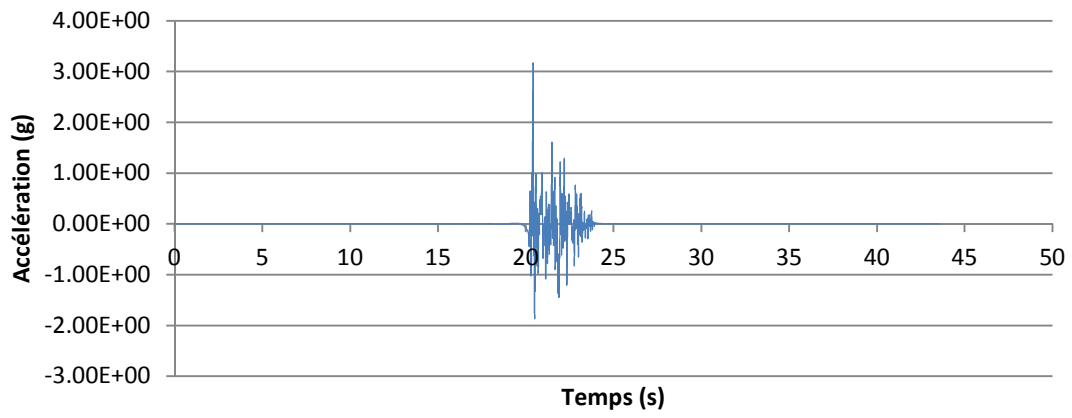
### Mouvement de sol #5



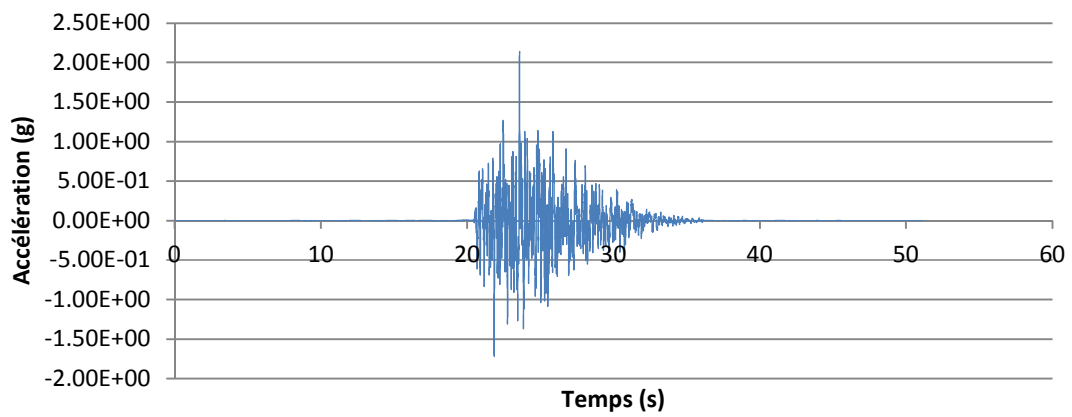
### Mouvement de sol #6



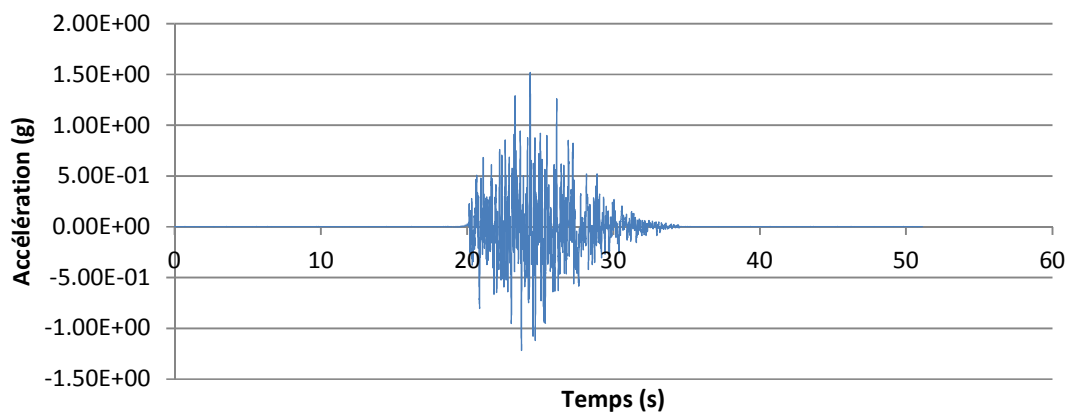
### Mouvement de sol #7



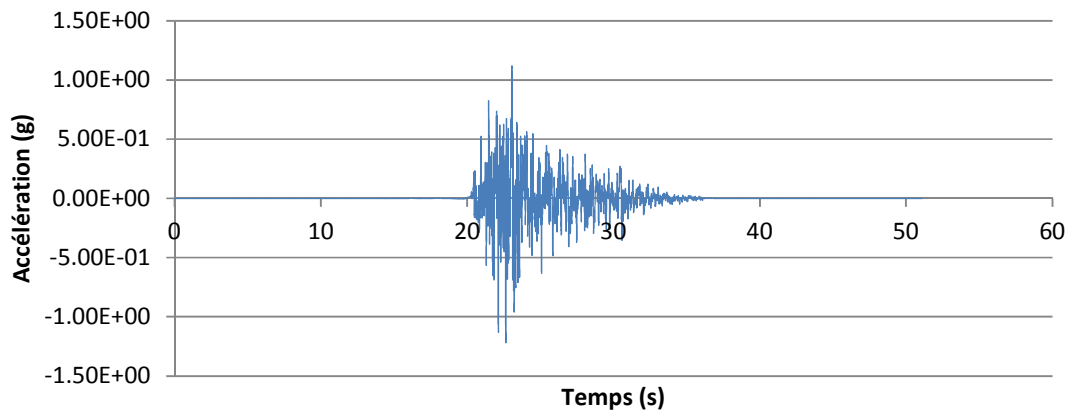
### Mouvement de sol #8



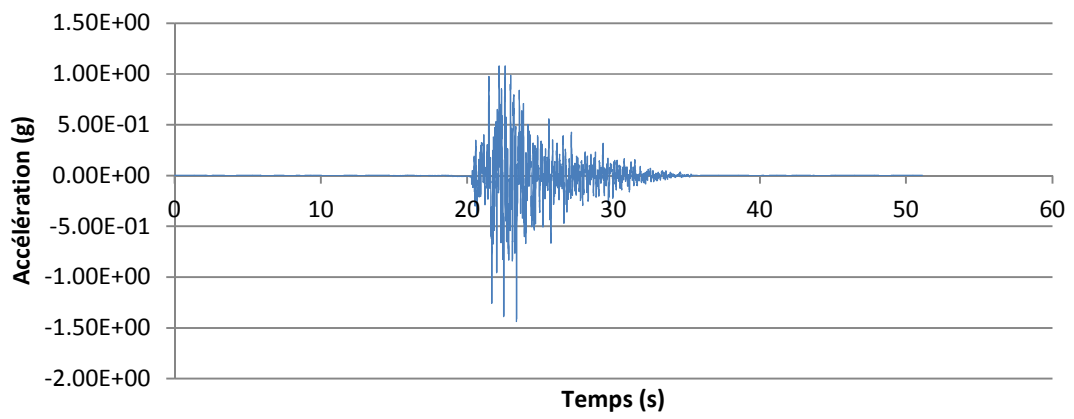
### Mouvement de sol #9



### Mouvement de sol #10



### Mouvement de sol #11



# ANNEXE J

Résultats de déplacements avec analyses temporelles dynamiques non linéaires





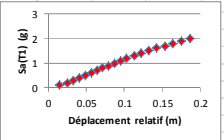
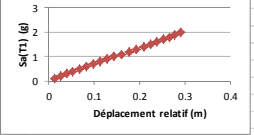
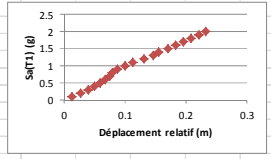
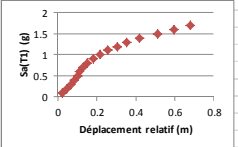
Relation entre le déplacement relatif (m) et l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure (g) pour les différents mouvements de sol choisis

Mouvement de sol #1			Mouvement de sol #2		
Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)		Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)	
0.1	0.01637732		0.1	0.01211091	
0.2	0.0403873		0.2	0.02328073	
0.3	0.06284746		0.3	0.03319314	
0.4	0.09242797		0.4	0.04244339	
0.5	0.13100144		0.5	0.05140464	
0.6	0.14664554		0.6	0.06046055	
0.7	0.15168203		0.7	0.06965275	
0.8	0.15539249		0.8	0.07924615	
0.9	0.17014245		0.9	0.08906552	
1	0.18417417		1	0.09906818	
1.1	0.19674589		1.1	0.10936216	
1.2	0.2058707		1.2	0.11980396	
1.3	0.21600708		1.3	0.13044288	
1.4	0.23378391		1.4	0.14113338	
1.5	0.24782235		1.5	0.15165122	
1.6	0.26569911		1.6	0.16213796	
1.7	0.2845494		1.7	0.17239953	
1.8	0.30339626		1.8	0.1825532	
1.9	0.32193877		1.9	0.19265985	
2	0.52531246		2	0.20263143	

Mouvement de sol #3			Mouvement de sol #4		
Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)		Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)	
0.1	0.02066944		0.1	0.01495058	
0.2	0.04363234		0.2	0.023596	
0.3	0.06304868		0.3	0.03297924	
0.4	0.08523753		0.4	0.04138822	
0.5	0.10855712		0.5	0.05080785	
0.6	0.13147013		0.6	0.06160303	
0.7	0.15091615		0.7	0.07113215	
0.8	0.16696496		0.8	0.08291863	
0.9	0.18012406		0.9	0.10011943	
1	0.19012166		1	0.12025413	
1.1	0.19732051		1.1	0.14327464	
1.2	0.20275332		1.2	0.16896542	
1.3	0.20699983		1.3	0.19729755	
1.4	0.21016577		1.4	0.22795965	
1.5	0.21251639		1.5	0.26071021	
1.6	0.21422165		1.6	0.29511184	
1.7	0.22608857		1.7	0.36313121	
1.8	0.24214326		1.8	1.6443096	
1.9	0.25832633		1.9	1.72512314	
2	0.27453992		2	1.77309717	

Relation entre le déplacement relatif (m) et l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure (g) pour les différents mouvements de sol choisis

Mouvement de sol #5			Mouvement de sol #6		
Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)		Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)	
0.1	0.01521673		0.1	0.01468904	
0.2	0.02524289		0.2	0.02628925	
0.3	0.03363148		0.3	0.04026138	
0.4	0.04142837		0.4	0.05453297	
0.5	0.04900438		0.5	0.06864972	
0.6	0.05654319		0.6	0.08305914	
0.7	0.06410209		0.7	0.09796284	
0.8	0.07182932		0.8	0.11318682	
0.9	0.07966551		0.9	0.12891338	
1	0.08735599		1	0.14487824	
1.1	0.09506046		1.1	0.16103901	
1.2	0.10334777		1.2	0.1771911	
1.3	0.1124852		1.3	0.19331417	
1.4	0.12220561		1.4	0.20923751	
1.5	0.1321823		1.5	0.22473316	
1.6	0.14248359		1.6	0.239357	
1.7	0.15288755		1.7	0.25316016	
1.8	0.16358298		1.8	0.26629622	
1.9	0.17473671		1.9	0.27863316	
2	0.18626629		2	0.29051635	
Mouvement de sol #7			Mouvement de sol #8		
Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)		Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)	
0.1	0.01346362		0.1	0.02517503	
0.2	0.02680756		0.2	0.04492178	
0.3	0.03920137		0.3	0.06937498	
0.4	0.04945554		0.4	0.08703538	
0.5	0.05900143		0.5	0.10093425	
0.6	0.0679806		0.6	0.10981911	
0.7	0.07548747		0.7	0.12695915	
0.8	0.07868201		0.8	0.15297068	
0.9	0.08728824		0.9	0.18388745	
1	0.09985617		1	0.21761038	
1.1	0.11285063		1.1	0.25856036	
1.2	0.13070429		1.2	0.30457011	
1.3	0.14717001		1.3	0.35155457	
1.4	0.15572804		1.4	0.42050341	
1.5	0.1701237		1.5	0.51371106	
1.6	0.18383212		1.6	0.59471287	
1.7	0.1967129		1.7	0.68030578	
1.8	0.20887484				
1.9	0.22070715				
2	0.23202116				

Relation entre le déplacement relatif (m) et l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure (g) pour les différents mouvements de sol choisis

Mouvement de sol #9			Mouvement de sol #10		
Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)		Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)	
0.1	0.01444043		0.1	0.01614951	
0.2	0.03667033		0.2	0.0329084	
0.3	0.04501723		0.3	0.04935928	
0.4	0.0626951		0.4	0.06239671	
0.5	0.08659258		0.5	0.07376306	
0.6	0.11796071		0.6	0.08486731	
0.7	0.16181801		0.7	0.09516092	
0.8	0.17645519		0.8	0.1023444	
0.9	0.17117505		0.9	0.10825852	
1	0.21585192		1	0.1197467	
1.1	0.27302354		1.1	0.14160992	
1.2	0.29621809		1.2	0.16504847	
1.3	0.31227761		1.3	0.18937985	
1.4	0.32571204		1.4	0.21287333	
1.5	0.34221005		1.5	0.2353444	
1.6	0.35849894		1.6	0.26262161	
1.7	0.36954343		1.7	0.29732911	
1.8	0.37736739		1.8	0.33145041	
			1.9	0.35999367	
			2	0.38577071	
Mouvement de sol #11					
Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)		Sa(T1) (g)	Déplacement relatif (m)	
0.1	0.02315401		0.1	0.02315401	
0.2	0.040696		0.2	0.040696	
0.3	0.05401147		0.3	0.05401147	
0.4	0.06780217		0.4	0.06780217	
0.5	0.08386775		0.5	0.08386775	
0.6	0.10068995		0.6	0.10068995	
0.7	0.11788938		0.7	0.11788938	
0.8	0.1348012		0.8	0.1348012	
0.9	0.15205614		0.9	0.15205614	
1	0.17016918		1	0.17016918	
1.1	0.18933145		1.1	0.18933145	
1.2	0.20918138		1.2	0.20918138	
1.3	0.22907369		1.3	0.22907369	
1.4	0.25036928		1.4	0.25036928	
1.5	0.27247505		1.5	0.27247505	
1.6	0.29435506		1.6	0.29435506	
1.7	0.31637748		1.7	0.31637748	
1.8	0.34722348		1.8	0.34722348	
1.9	0.38290397	1.9	0.38290397		
2	0.42721494	2	0.42721494		

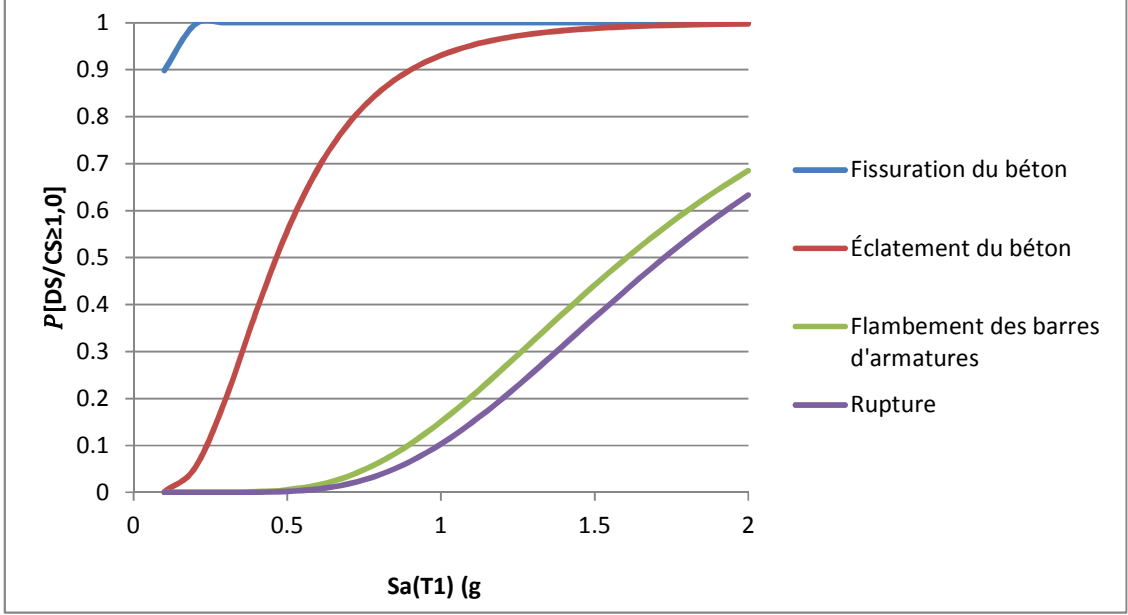


# ANNEXE K

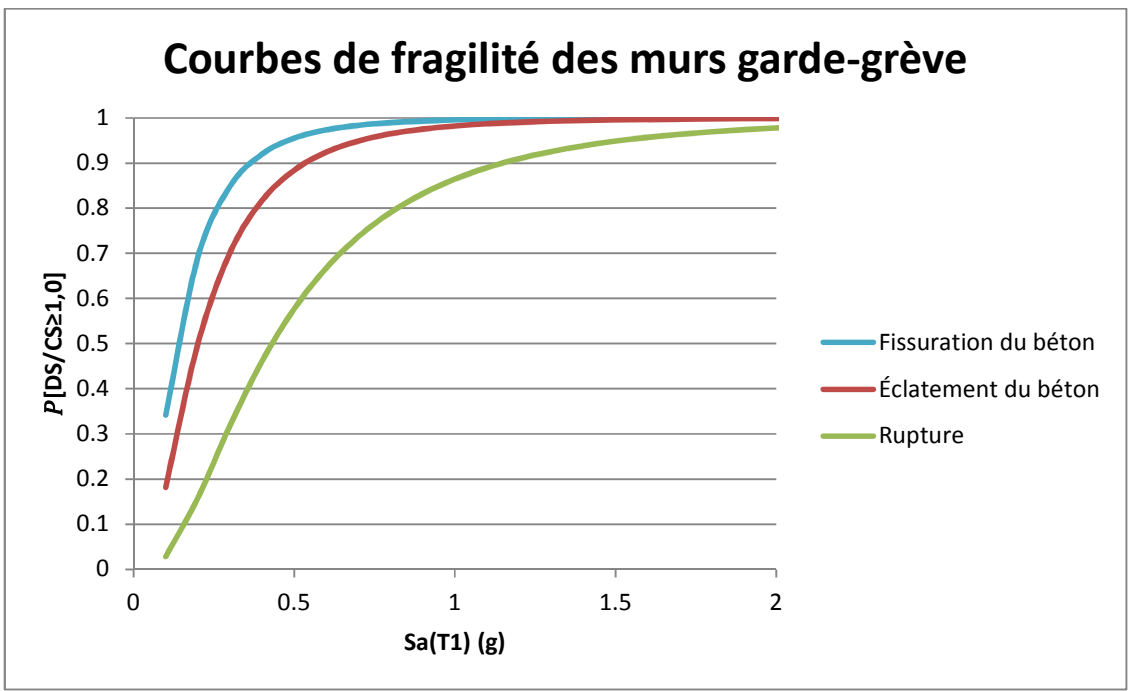
Courbes de fragilités



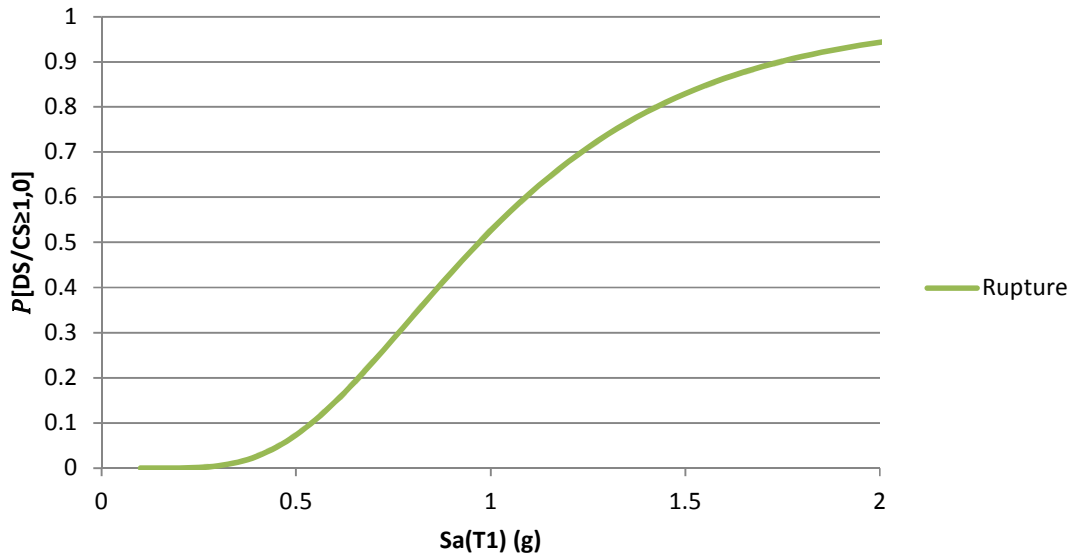
### Courbes de fragilité des colonnes



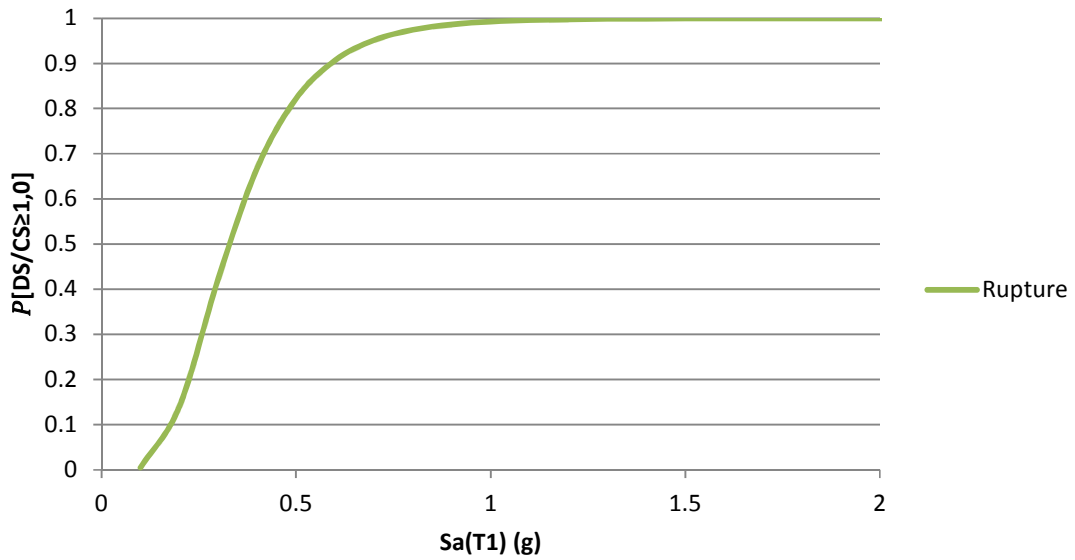
### Courbes de fragilité des murs garde-grève



### Courbes de fragilité des appareils d'appui



### Courbes de fragilité des joints de dilatation





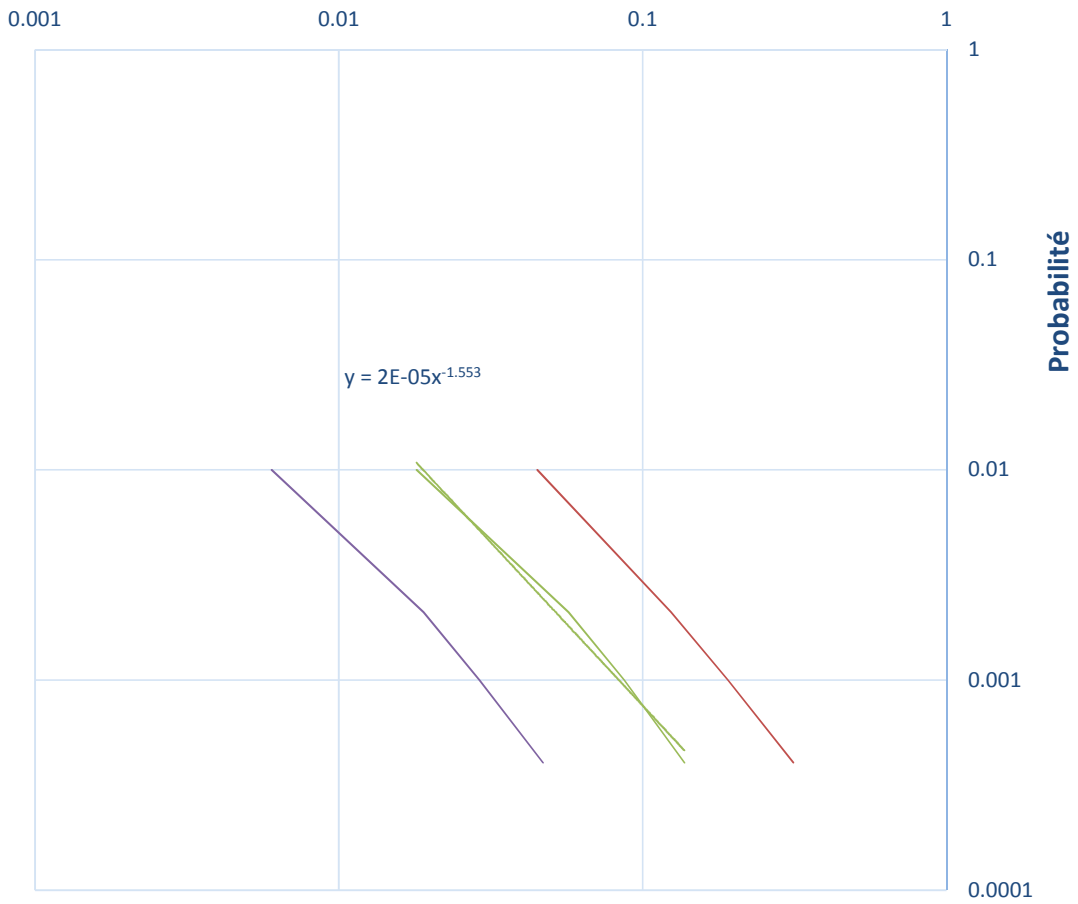
# ANNEXE L

Courbes d'aléa sismique des localités



# Aléa sismique NBCC 2010 - Montreal

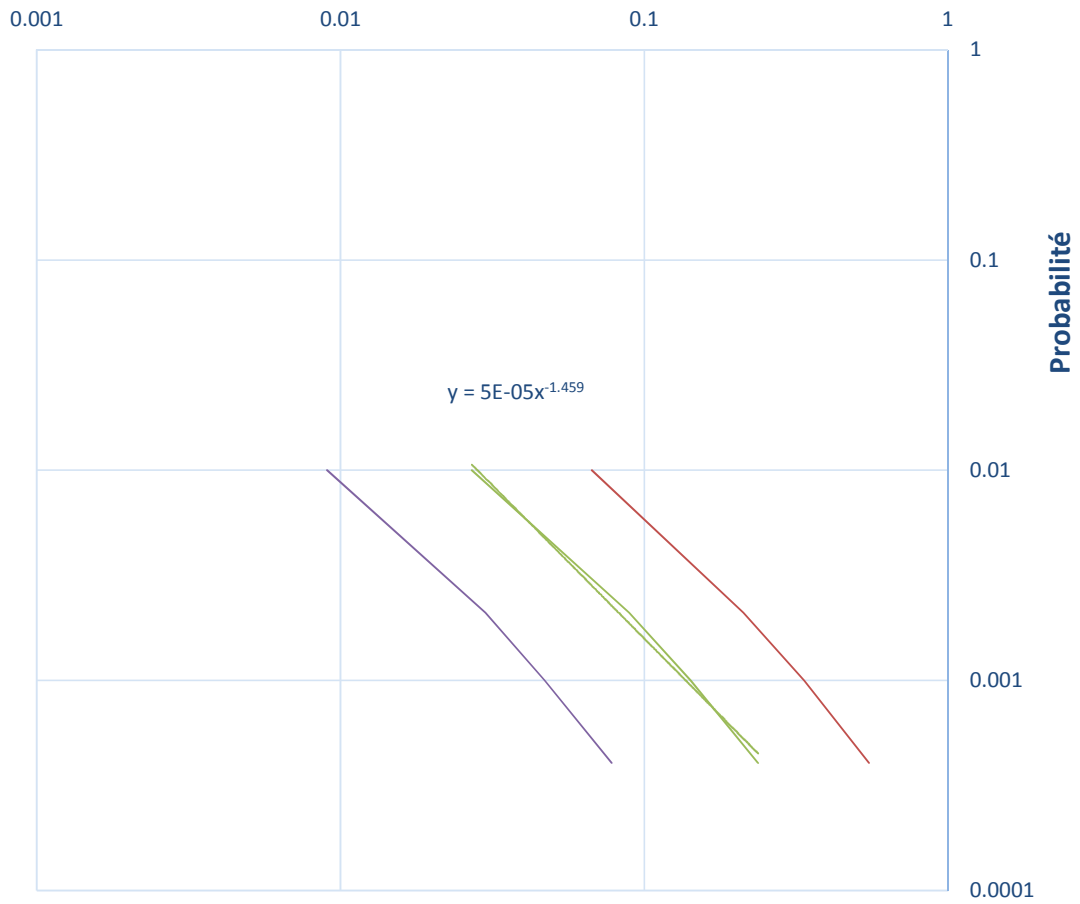
Sa(T1)



— Sa(0.5) — Sa(1.0) — Sa(2.0) — Puissance (Sa(1.0))

# Aléa sismique NBCC 2010 - Rivière-du-Loup

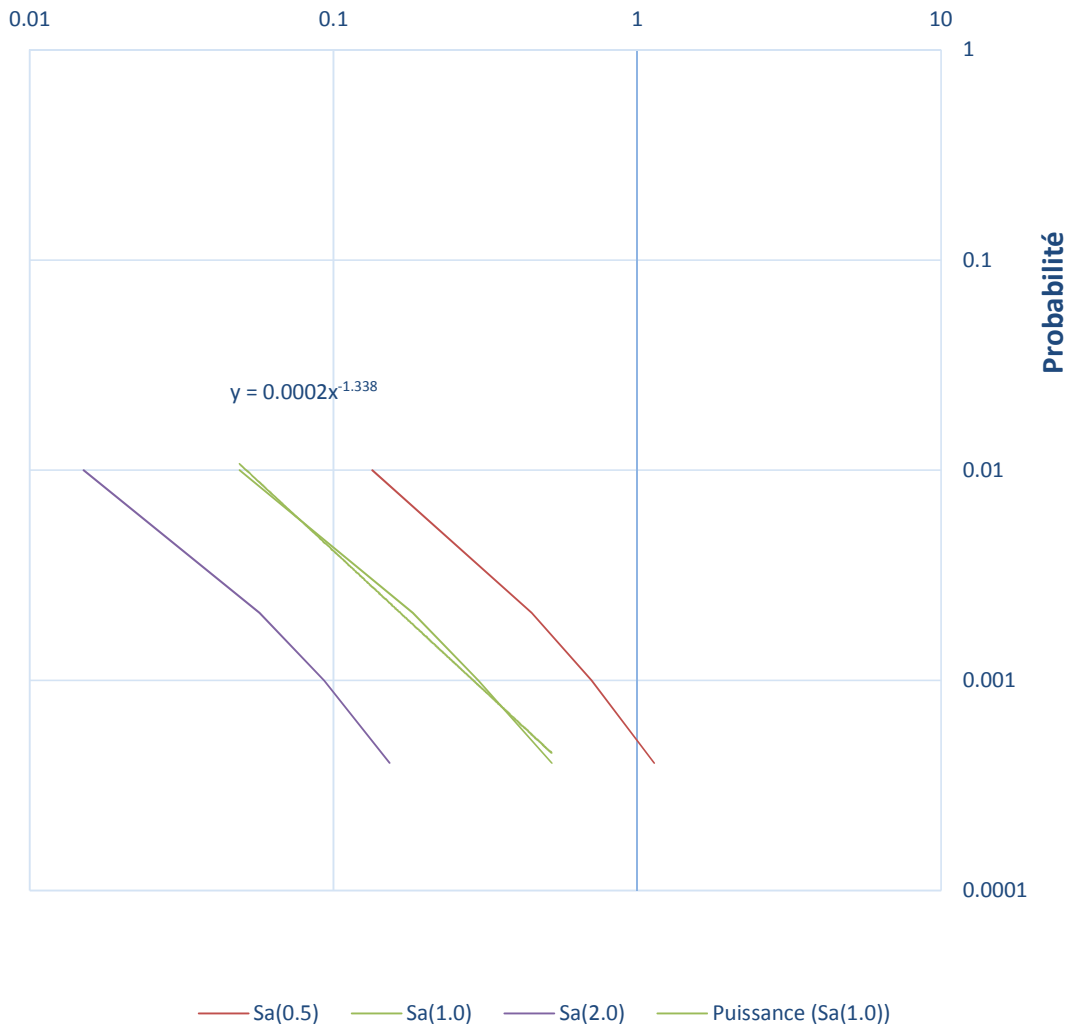
Sa(T1)



— Sa(0.5) — Sa(1.0) — Sa(2.0) — Puissance (Sa(1.0))

# Aléa sismique NBCC 2010 - La Malbaie

Sa(T1)





# ANNEXE M

Méthode rationnelle pour l'estimation des coûts  
de réparation suite aux séismes probables





	\$ construction	\$ répar. Conv	\$ répar. Isolé		\$ construction	\$ répar. Conv	\$ répar. Isolé		\$ construction	\$ répar. Conv	\$ répar. Isolé
	101 593	1 150	0		283 567	3 210	0		521 137	5 899	0
piles	43 200	1 150	1 150		96 000	2 556	2 556		144 000	3 833	3 833
joints	28 500	100	100		28 500	100	100		28 500	100	100
appareils d'appuis	25 445	1 600	1 600		25 445	1 600	1 600		25 445	1 600	1 600
garde-grèves		4 000	2 850			7 465	4 256			11 432	5 533
<b>type 1-A(i)</b>				<b>type 2-A(i)</b>				<b>type 3-A(i)</b>			
Montréal, Secours, base fixe, tablier léger, conventionnel				Montréal, Secours, base fixe, tablier léger, conventionnel				Montréal, Secours, base fixe, tablier léger, conventionnel			
Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)
Exploitation et entretien courant	1	5 000	5 000	Exploitation et entretien courant	1	7 500	7 500	Exploitation et entretien courant	1	20 000	20 000
Éclairage et supersignalisation	25	25 000	1 000	Éclairage et supersignalisation	25	35 000	1 400	Éclairage et supersignalisation	25	95 000	3 800
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	45 000	1 500	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	65 000	2 167	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	170 000	5 667
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	105 000	3 500	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	150 000	5 000	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	400 000	13 333
Remplacement des joints de dilatation (1 module)	30	75 000	2 500	Remplacement des joints de dilatation (2 modules)	30	140 000	4 667	Remplacement des joints de dilatation (3 modules)	30	285 000	9 500
Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	115 000	2 300	Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	160 000	3 200	Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	380 000	7 600
Remplacement des dispositifs de retenue	50	70 000	1 400	Remplacement des dispositifs de retenue	50	100 000	2 000	Remplacement des dispositifs de retenue	50	265 000	5 300
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	25 000	500	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	35 000	700	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	95 000	1 900
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	4 000	53	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	7 465	100	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	11 432	152
			0,3%				0,4%				0,2%
Coût annuel moyen total :			17 753	Coût annuel moyen total :			26 733	Coût annuel moyen total :			67 252
coûts récurrents moyens annuels			1,01%	coûts récurrents moyens annuels			1,05%	coûts récurrents moyens annuels			1,05%
coût de construction				coût de construction				coût de construction			
	\$ construction	1 765 314			\$ construction	2 554 211			\$ construction	6 420 314	
	\$ cycle de vie	3 096 814	175%		\$ cycle de vie	4 559 176	178%		\$ cycle de vie	11 464 246	179%
	\$ construction	\$ répar. Conv	\$ répar. Isolé		\$ construction	\$ répar. Conv	\$ répar. Isolé		\$ construction	\$ répar. Conv	\$ répar. Isolé
	233 005	11 500	0		738 834	36 465	0		1 192 987	58 880	0
piles	43 200	11 500	11 500	piles	96 000	25 556	25 556	piles	144 000	38 333	38 333
joints	28 500	500	500	joints	28 500	500	500	joints	28 500	500	500
appareils d'appuis	25 445	14 500	14 500	appareils d'appuis	25 445	14 500	14 500	appareils d'appuis	25 445	14 500	14 500
garde-grèves		38 000	26 500	garde-grèves		77 021	40 556	garde-grèves		112 213	53 333
<b>type 1-B(i)</b>				<b>type 2-B(i)</b>				<b>type 3-B(i)</b>			
La Malbaie, Secours, base fixe, tablier léger, conventionnel				La Malbaie, Secours, base fixe, tablier léger, conventionnel				La Malbaie, Secours, base fixe, tablier léger, conventionnel			
Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)
Exploitation et entretien courant	1	5 000	5 000	Exploitation et entretien courant	1	7 500	7 500	Exploitation et entretien courant	1	20 000	20 000
Éclairage et supersignalisation	25	25 000	1 000	Éclairage et supersignalisation	25	35 000	1 400	Éclairage et supersignalisation	25	95 000	3 800
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	45 000	1 500	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	65 000	2 167	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	170 000	5 667
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	105 000	3 500	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	150 000	5 000	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	400 000	13 333
Remplacement des joints de dilatation (1 module)	30	75 000	2 500	Remplacement des joints de dilatation (2 modules)	30	140 000	4 667	Remplacement des joints de dilatation (3 modules)	30	285 000	9 500
Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	115 000	2 300	Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	160 000	3 200	Remplacement des appareils d'appui (incluant levage et support du tablier)	50	380 000	7 600
Remplacement des dispositifs de retenue	50	70 000	1 400	Remplacement des dispositifs de retenue	50	100 000	2 000	Remplacement des dispositifs de retenue	50	265 000	5 300
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	25 000	500	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	35 000	700	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	95 000	1 900
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	38 000	507	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	77 021	1 027	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	112 213	1 496
			2,8%				3,7%				2,2%
Coût annuel moyen total :			18 207	Coût annuel moyen total :			27 660	Coût annuel moyen total :			68 596
coûts récurrents moyens annuels			0,94%	coûts récurrents moyens annuels			0,87%	coûts récurrents moyens annuels			0,94%
coût de construction				coût de construction				coût de construction			
	\$ construction	1 929 578			\$ construction	3 183 277			\$ construction	7 260 126	
	\$ cycle de vie	3 295 078	171%		\$ cycle de vie	5 257 798	165%		\$ cycle de vie	12 404 839	171%

type 1-A(i)				type 2-A(i)				type 3-A(i)						
Montréal, Secours, base fixe, tablier léger, isolé				Montréal, Secours, base fixe, tablier léger, isolé				Montréal, Secours, base fixe, tablier léger, isolé						
Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)			
Exploitation et entretien courant	1	5 000	5 000	Exploitation et entretien courant	1	7 500	7 500	Exploitation et entretien courant	1	20 000	20 000			
Éclairage et supersignalisation	25	25 000	1 000	Éclairage et supersignalisation	25	35 000	1 400	Éclairage et supersignalisation	25	95 000	3 800			
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	45 000	1 500	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	65 000	2 167	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	170 000	5 667			
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	105 000	3 500	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	150 000	5 000	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	400 000	13 333			
Remplacement des joints de dilatation (1 module)	30	75 000	2 500	Remplacement des joints de dilatation (2 modules)	30	140 000	4 667	Remplacement des joints de dilatation (3 modules)	30	285 000	9 500			
Remplacement des appareils d'appui (incluant essais qualif., levage et support du tablier)	50	175 000	3 500	Remplacement des appareils d'appui (incluant essais qualif., levage et support du tablier)	50	230 000	4 600	Remplacement des appareils d'appui (incluant essais qualif., levage et support du tablier)	50	454 000	9 080			
Remplacement des dispositifs de retenue	50	70 000	1 400	Remplacement des dispositifs de retenue	50	100 000	2 000	Remplacement des dispositifs de retenue	50	265 000	5 300			
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	25 000	500	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	35 000	700	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	95 000	1 900			
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	2 850	38	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	4 256	57	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	5 533	74			
Coût annuel moyen total :			18 938	Coût annuel moyen total :			28 090	Coût annuel moyen total :			68 654			
coûts récurrents moyens annuels			1,07%	coûts récurrents moyens annuels			1,10%	coûts récurrents moyens annuels			1,07%			
coût de construction				coût de construction				coût de construction						
		\$ construction	1 765 314			\$ construction	2 554 211			\$ construction	6 420 314			
		\$ cycle de vie	3 185 664	180%			\$ cycle de vie	4 660 967	182%			\$ cycle de vie	11 569 347	180%
type 1-B(i)				type 2-B(i)				type 3-B(i)						
La Malbaie, Secours, base fixe, tablier léger, isolé				La Malbaie, Secours, base fixe, tablier léger, isolé				La Malbaie, Secours, base fixe, tablier léger, isolé						
Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)	Intervention	Intervalle des interventions (années)	Coût de l'intervention (\$ 2014)	Coût moyen annuel (\$ 2014)			
Exploitation et entretien courant	1	5 000	5 000	Exploitation et entretien courant	1	7 500	7 500	Exploitation et entretien courant	1	20 000	20 000			
Éclairage et supersignalisation	25	25 000	1 000	Éclairage et supersignalisation	25	35 000	1 400	Éclairage et supersignalisation	25	95 000	3 800			
Planage et pose de nouvel enrobé **	30	45 000	1 500	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	65 000	2 167	Planage et pose de nouvel enrobé **	30	170 000	5 667			
Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	105 000	3 500	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	150 000	5 000	Remplacement de la membrane (incluant planage et nouvel enrobé)	30	400 000	13 333			
Remplacement des joints de dilatation (1 module)	30	75 000	2 500	Remplacement des joints de dilatation (2 modules)	30	140 000	4 667	Remplacement des joints de dilatation (3 modules)	30	285 000	9 500			
Remplacement des appareils d'appui (incluant essais qualif., levage et support du tablier)	50	195 000	3 900	Remplacement des appareils d'appui (incluant essais qualif., levage et support du tablier)	50	250 000	5 000	Remplacement des appareils d'appui (incluant essais qualif., levage et support du tablier)	50	474 000	9 480			
Remplacement des dispositifs de retenue	50	70 000	1 400	Remplacement des dispositifs de retenue	50	100 000	2 000	Remplacement des dispositifs de retenue	50	265 000	5 300			
Travaux de peinture des poutres d'acier	50	25 000	500	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	35 000	700	Travaux de peinture des poutres d'acier	50	95 000	1 900			
Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	26 500	353	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	40 556	541	Sommation des coûts de réparation des dommages probables suite aux séismes sur la durée de vie	75	53 333	711			
Coût annuel moyen total :			19 653	Coût annuel moyen total :			28 974	Coût annuel moyen total :			69 691			
coûts récurrents moyens annuels			1,02%	coûts récurrents moyens annuels			0,91%	coûts récurrents moyens annuels			0,96%			
coût de construction				coût de construction				coût de construction						
		\$ construction	1 929 578			\$ construction	3 183 277			\$ construction	7 260 126			
		\$ cycle de vie	3 403 578	176%			\$ cycle de vie	5 356 333	168%			\$ cycle de vie	12 486 959	172%