

Conception d'un pont à culées intégrales sur trois travées sur l'avenue Souigny à Montréal

Admir Pasic, ing.
Dessau inc. - Pont et ouvrages d'art
1260, boul. Lebourgneuf, bureau 250
Québec (Québec)
G2K 2G2, Canada

Résumé : Dans le cadre de la modernisation de la rue Notre-Dame à Montréal, Dessau a été mandaté pour faire la conception et préparer des plans et devis pour le pont routier sur l'avenue Souigny.

Le pont est composé d'une dalle épaisse à inertie variable en béton armé avec les culées intégrales portant sur trois travées. Les travées de rive ont une longueur de 9.9m chacune et la travée centrale a une longueur de 18.0m.

La conception du pont a été complétée en 2004 et la construction en septembre 2005.

La particularité de ce type de structure est l'absence de joints de dilatation et la souplesse des fondations des culées (pieux verticaux sur un seul rang) qui permet à la structure de se déformer pour des changements de température. Cette particularité fait en sorte qu'encore aujourd'hui les ponts intégraux présentent une solution novatrice.

De plus, pour le pont en question, le propriétaire de l'ouvrage a fixé, au début du mandat, la catégorie d'importance comme étant un pont de secours. Cette catégorie nous a obligés, selon la norme S6-00, à réaliser une analyse sismique par la méthode spectrale multimodale sur un modèle 3D.

1. Introduction

Le pont est situé sur l'avenue Souigny au-dessus de la rue Cadillac (figure 1).



Figure 1 : Vue sur le pont

La structure a une longueur totale de 46.5 m, incluant les murs de retour. La largeur totale du tablier est de 12 420 mm (figures 2 et 3). Le tablier est constitué d'une dalle épaisse à inertie variable en béton armé. L'épaisseur de la dalle varie entre 760 mm et 1070 mm. Les deux travées de rive portent sur des culées à comportement continu avec le tablier. La fondation des culées est sur pieux (un seul rang des pieux par culée). La fondation des piles est aussi sur pieux. Les pieux des culées et des piles sont appuyés sur le roc.

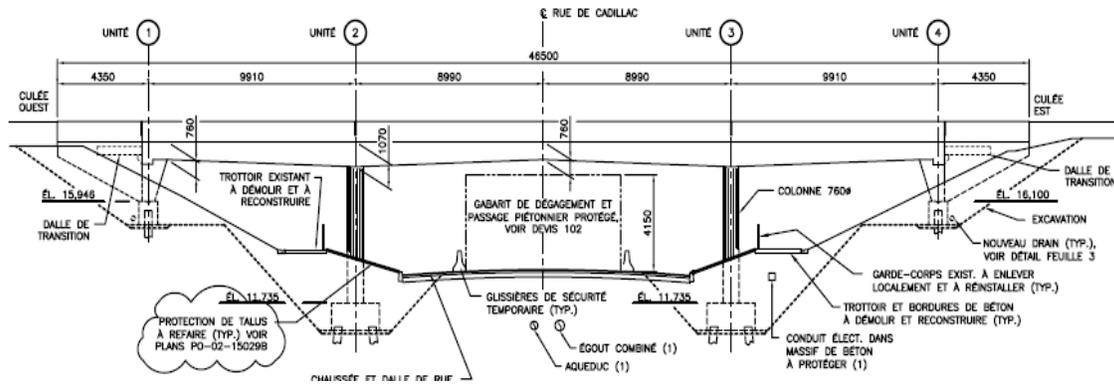


Figure 2 : Élévation

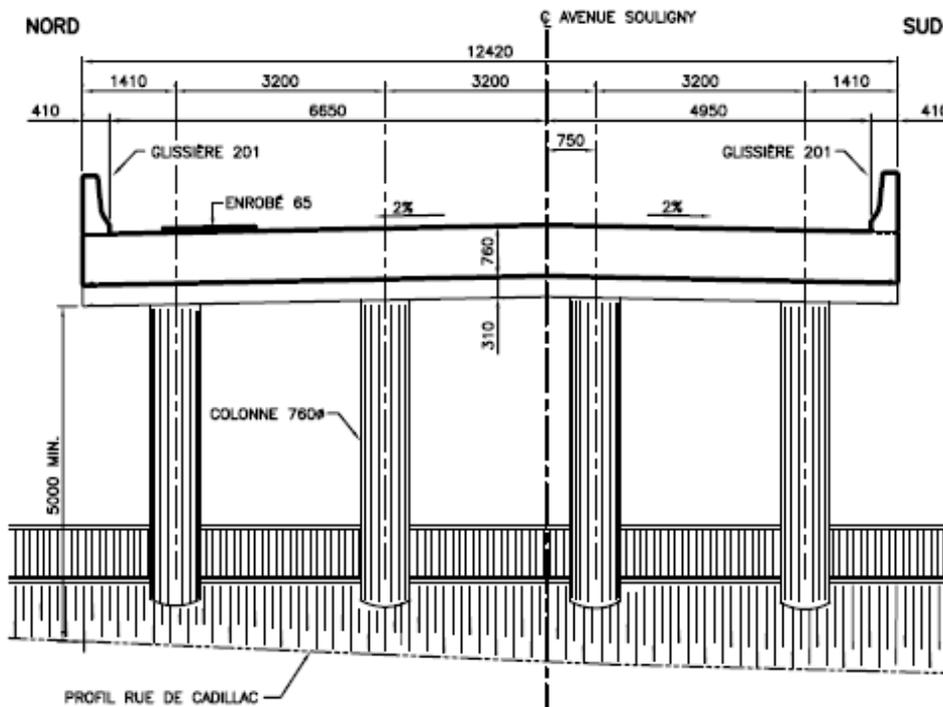


Figure 3 : Coupe transversale

2. Conception

2.1 Critère de conception

La conception du pont a été complétée en 2004. Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00), officiellement mis en application par le ministère des Transports du Québec en 2002, était en vigueur au moment de production des plans pour le pont sur l'avenue Souigny.

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06), aujourd'hui en vigueur et appliqué depuis le 1^{er} janvier 2008, au Québec, ne contient aucune différence pour ce type d'ouvrages par rapport à la norme S6-00.

Au niveau de l'analyse sismique, le code S6-00 présente une grande nouveauté par rapport aux éditions précédentes. Il tient compte des caractéristiques de la structure et introduit le concept de ductilité. Il introduit aussi le terme de « catégories d'importance ». Les catégories d'importance dictent de quelle façon l'ouvrage devrait se comporter sous l'action d'un séisme. Selon les catégories d'importance, un pont peut être :

- Pont de secours – s'il demeure ouvert à toute circulation après le séisme de calcul;
- Pont d'urgence – pont qui doit permettre au moins le passage des véhicules d'urgence et être accessible aux fins de la sécurité et de la défense après un séisme important;
- Autre – il n'est pas requis qu'il soit opérationnel après un tremblement de terre, mais, toutefois, le pont de cette catégorie doit résister au séisme et ne doit pas s'effondrer.

En principe, c'est le propriétaire de l'ouvrage qui fixe la catégorie d'importance d'un pont. Pour le pont sur l'avenue Souigny le ministère des Transports a décidé, dans un premier temps, de le classer dans la catégorie « pont de secours ».

Avant de procéder à la conception d'une structure, il est primordial de connaître la composition du sol. Les résultats de sondages géotechniques, effectués à l'emplacement des culées de la structure projetée montrent que les sols de surface sont constitués d'argile silteuse surmontant une mince couche de silt argileux. La base du silt argileux se situe à quelque 6.6 m ou 7.3 m sous la surface existante du terrain. Ces couches du sol s'appuient sur un dépôt du silt gris avec un peu de sable. Le roc est atteint dans une profondeur de 15m à 16m sous la surface existante du terrain.

À l'endroit des piles 2 et 3, les sols de surface sont constitués d'une couche de silt à l'état compact d'une épaisseur de 4m à 5m. Cette couche s'appuie sur une couche du silt gris sableux. Le roc se trouve sur une profondeur de 9.0 m à 9.5 m par rapport à la surface existante du terrain.

Compte tenu de la relativement faible capacité portante des sols argileux et du silt compact, la mise en place de pieux était la solution recommandée dans le rapport géotechnique.

En plus de respecter les critères sismiques et les conditions du sol (les exigences traitées précédemment), les critères d'esthétique et de compatibilité avec les ouvrages dans le voisinage sont aussi des critères à considérer.

Étant donné que tous les ponts de l'axe de la rue de Cadillac ont la même géométrie (tablier à dalle épaisse à l'inertie variable) nous étions liés du point de vue esthétique à produire une conception ayant une similarité avec celles la voisinant.

Dans le cadre de modernisation de la rue Notre-Dame, un élargissement du pont à la proximité immédiate du pont en étude a été aussi prévu. Étant donné que l'élargissement du pont devait avoir un comportement structural compatible avec l'existant (pont avec culées intégrales) et de la proximité des deux structures, nous avons opté pour une conception identique pour la nouvelle structure.

2.2 Conception structurale

L'analyse et le dimensionnement de la structure pour tous les chargements et les combinaisons de chargement, appropriés pour ce type d'ouvrage selon le code canadien excluant les charges sismiques, ont été faits sur un modèle 2-D. La figure 4 montre le modèle 2-D.

La largeur du système 2-D pour l'analyse, correspond à la largeur tributaire de la culée portée par 1 pieu. Vu que l'espacement entre les pieux sous les culées était 1580 mm la largeur de la dalle et des culées dans le modèle 2-D était aussi 1580 mm. En conséquence, toutes les charges ont été ajustées à la même largeur.

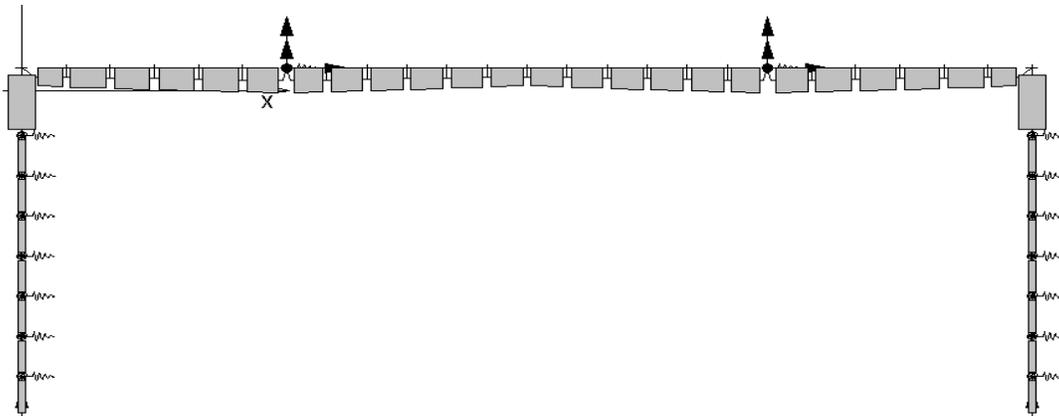


Figure 4 : Modèle 2-D

Au-dessous de la semelle des culées, nous avons choisi les pieux HP en raison de leur flexibilité. L'orientation des pieux a été faite avec l'axe faible perpendiculaire à la direction longitudinale du pont afin d'accentuer la souplesse des fondations qui ne doivent pas offrir trop de résistance aux mouvements thermiques. Pour la modélisation, les pieux sont divisés en plusieurs segments.

La rigidité horizontale du sol autour des pieux, qui s'oppose au déplacement des pieux, est simulée par des ressorts élastiques à l'extrémité de chaque segment des pieux. La rigidité des ressorts élastiques dépend du module de la réaction latérale du sol « ks » défini par l'ingénieur en géotechnique, et ce pour toutes les couches traversées par les pieux.

Dans le modèle 2-D, les appuis horizontaux longitudinaux des piles au niveau du tablier sont modélisés aussi par les ressorts élastiques dont la rigidité dépend de la résistance aux déplacements horizontaux longitudinaux des piles. Les valeurs de ces ressorts sont ajustées à la largeur tributaire du modèle 2-D qui est de 1580 mm.

Exposée aux changements de température, la structure s'allonge ou se contracte. Quand le pont se contracte dû à la diminution de la température, une pression active du sol se produit à l'arrière des culées. Lorsque le pont s'allonge, en raison de l'augmentation de la température, l'intensité de la pression du sol sur les culées dépend de l'amplitude du mouvement. Pour déterminer l'intensité de la pression lorsque les mouvements d'allongement se produisent, nous avons utilisé les recommandations que l'on trouve dans « Integral abutement bridges » de Ministry of Transportation Ontario et aussi dans « Commentary on CAN/CSA-S6-00 » (figure 5).

Figure C6.16 and Table C6.6 indicate the relative movements between a wall and the adjacent soil that produce the active and passive earth pressure conditions in granular soils. Full passive pressure requires considerably greater movement than active pressure.

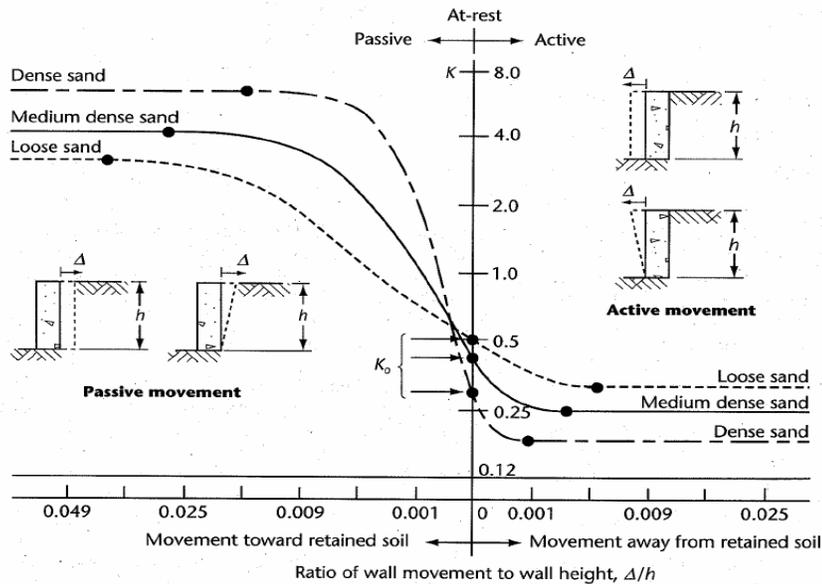


Figure 5 : Variations des pressions du sol

2.3 Conception sismique

La conception du pont a débuté sans que la catégorie d'importance sismique d'ouvrage soit fixée par le propriétaire. L'échéancier, très court, nous a obligés à commencer la conception en s'attendant de recevoir les informations supplémentaires en cours de route. L'analyse avec le modèle 2-D était déjà bien avancée au moment où la catégorie d'importance déclarant le pont comme un pont de secours a été fixée. Cette catégorie d'importance nous oblige, selon la norme canadienne, à réaliser une analyse sismique par la méthode spectrale multimodale sur un modèle 3-D et avec un coefficient de priorité $I=3$ qui a pour incidence de produire des efforts, dans la structure, trois fois plus importants que la catégorie « autre pont » l'exigerait.

Alors, un modèle 3-D, dédié à l'analyse sismique a été préparé (figure 6). La structure était modélisée dans sa totalité : avec le tablier, les culées, les murs de retour, les piles, les pieux en acier au-dessous des culées et des piles et avec les ressorts élastiques autour des pieux et à l'arrière des fûts des culées et des murs en retour. Ces ressorts simulent le comportement élastique des différentes couches du sol qui entourent la structure.

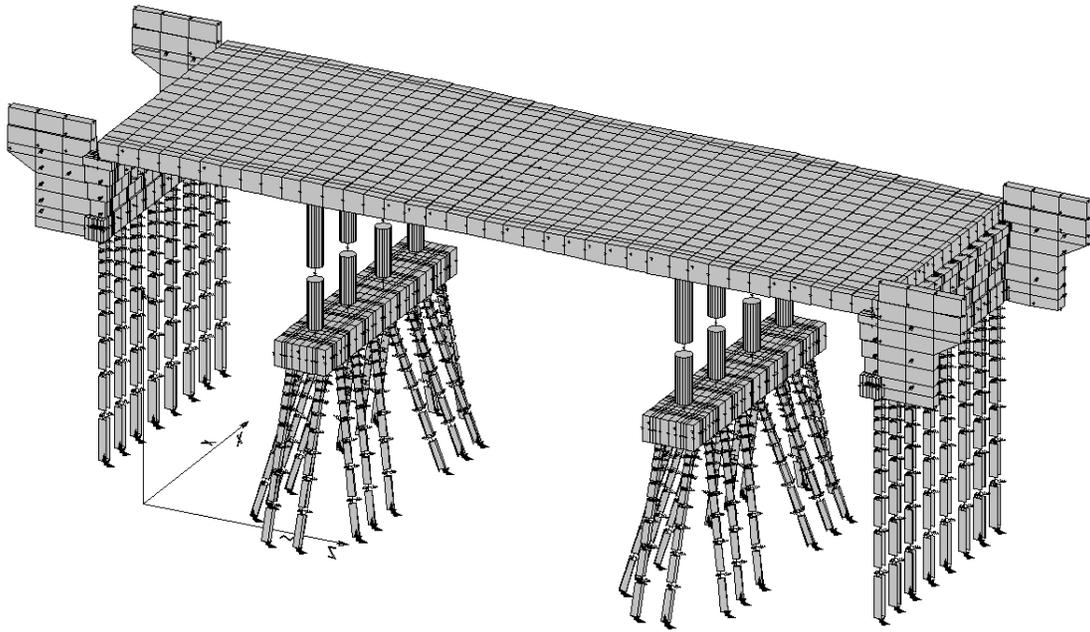


Figure 6 : Modèle 3-D

Les propriétés du béton ont été spécifiées en tenant compte de la fissuration selon la recommandation du code. Cela nous a permis de diminuer la rigidité de la structure et aussi de diminuer les efforts sismiques affectant la structure.

Dans la direction longitudinale du pont, des pressions actives Monobe-Okabe ont été ajoutées aux charges sismiques trouvées. Dans certains cas, la rigidité des ressorts élastiques autour de la structure de béton est réduite à 50% lorsque les ressorts sont ajoutés dans les deux mêmes directions. Comme il y en a un qui devient en compression et l'autre en traction et que ce n'est pas possible, nous considérons donc, dans ce cas, 50% de la valeur du ressort.

Dans la direction transversale à la circulation, les poteaux des piles sont considérés encastés dans le tablier pour augmenter la rigidité de la liaison « piles-tablier » et en conséquence « attirer » plus d'efforts sismiques provenant du tablier dans les piles, ce qui permet de « soulager » un peu les culées. Dans la direction longitudinale à la circulation, la liaison « piles-tablier » est simulée par une rotule entre les poteaux des piles et tablier.

La modélisation 3-D contient des éléments en béton, représentés par les plaques dans le modèle par éléments finis. Aux coins de l'ouvrage, dans la liaison « culées-tablier », le transfert des efforts est fait par les membrures sans masse entre les nœuds-esclaves afin de ne pas doubler involontairement la masse des plaques des coins pendant l'analyse sismique (figure 7).

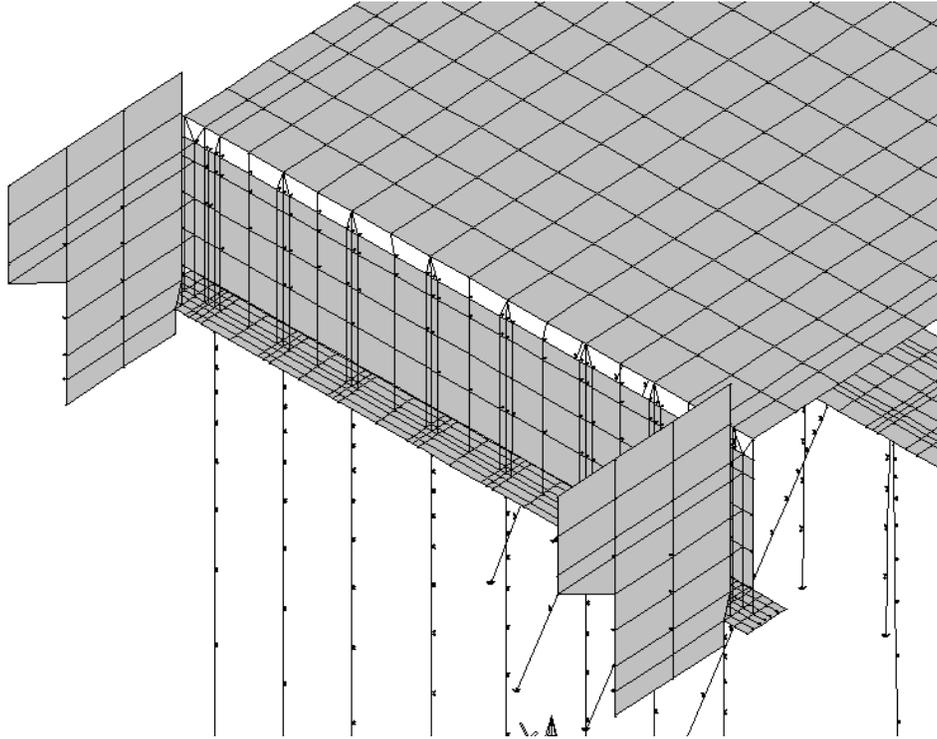


Figure 7 : Liaison « culée-tablier »

3. Résultats d'analyse

L'analyse et le dimensionnement de la structure, pour toutes les combinaisons de chargements sauf pour la combinaison ÉLUL n° 5 qui contient les charges sismiques, ont été faits sur le modèle 2-D. Les résultats d'analyse montrent que les dimensions des éléments en béton et l'armature choisie sont suffisantes pour reprendre les sollicitations dues à toutes les combinaisons de chargements. Sous les culées nous avons choisi les pieux HP 360x132 et sous les piles, les pieux HP 310x79. La résistance des pieux choisis est supérieure à la sollicitation.

L'analyse et le dimensionnement de la structure pour les efforts sismiques ont été faits sur le modèle 3-D. Alors, si l'analyse 2-D donnait les résultats satisfaisants pour les autres types de chargement, ce n'était plus le cas avec l'analyse 3-D.

Dans un premier temps, nous avons utilisé le coefficient de priorité $I=1.0$ dans l'analyse spectrale multimodale sur le modèle 3-D. Bien que la catégorie d'importance « pont de secours » nous oblige à utiliser $I=3.0$ (les efforts 3 fois plus grands par rapport à $I=1.0$), la première analyse était faite avec $I=1.0$ pour valider le comportement de la structure sous une charge de séisme « habituelle ». Cette charge correspondrait à la catégorie « autre pont ».

Déjà l'analyse avec $I=1.0$ a montré les difficultés de la structure de transférer les efforts du séisme au sol. Selon le rapport géotechnique, dans l'argile sous les culées le cisaillement non drainé C_u est égal à 55kPa. Cette valeur est assez faible et dans les sols cohérents elle détermine la pression maximale qui peut être exercée sur ces sols. La valeur $C_u=55kPa$ permet d'avoir la limite de la pression sur le sol entourant la tête des pieux d'environ 94kPa. Dans le premier modèle 3-D ayant des culées avec les murs en retour typiques (en forme et en épaisseur), la limite des contraintes de la pression sur le sol dans la partie supérieure des pieux était dépassée d'environ 30% pour le séisme dans la direction transversale du pont (perpendiculaire à la circulation sur le pont). Pour le séisme dans la direction transversale du pont, on constate une concentration des efforts de cisaillement beaucoup plus forte au niveau des culées qu'au niveau des piles. Les réactions des culées sont transmises au sol par les ressorts élastiques qui se trouvent sur les fûts et murs en retour des culées et sur les pieux.

Pour soulager les pieux, nous avons augmenté la surface des murs en retour et nous avons, en conséquence, attiré une plus grande partie des réactions des culées sur les murs en retour. La pression sur les pieux a diminué. Les murs en retour étant plus sollicités que ces murs typiques, nous avons augmenté l'épaisseur des murs et posé l'armature qui correspond à la sollicitation augmentée.

Grâce à ces démarches, nous avons réussi à contrôler la pression des pieux au dessous des culées sur le sol (figure 8). Les pressions dans le sol sous les piles ne sont pas critiques puisqu'il s'agit d'un sable très dense.

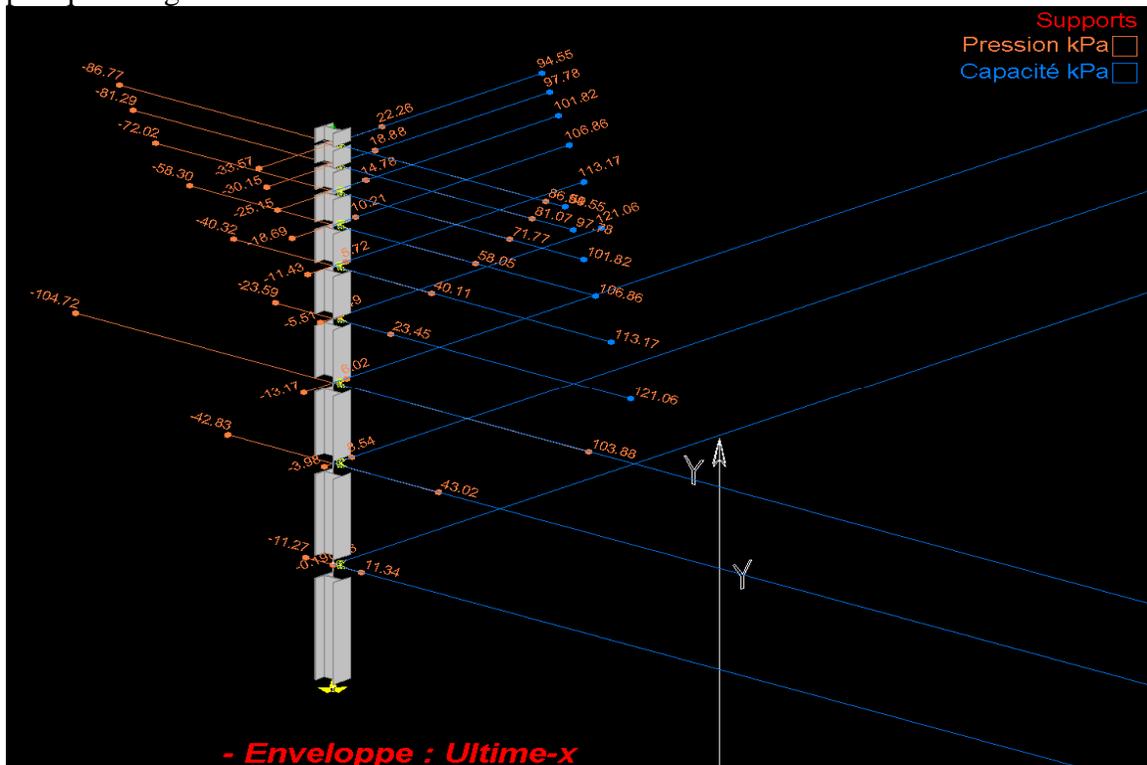


Figure 8 : Pieu sous la culée, pressions sur le sol, $I=1.0$, séisme transversal

Tableau 1 montre les sollicitations des pieux pour le pont exposé au séisme avec I=1.0

Tableau 1

Description	Séisme transversal	Séisme longitudinal	Permis
Pression dans l'argile – Culées	86.77 KPa	72.34 KPa	94 KPa
Sollicitation des pieux – Culées HP360x132	54.41 %	ne gouverne pas	100 %
Sollicitation des pieux-Piles HP310x79	ne gouverne pas	65.6 %	100 %
Arrachement – Pieux de culées	201 KN	/	225 KN
Compression dans les pieux – Culées	863 KN	615KN	Limite structurale
Compression dans les pieux – Piles	763 KN	737 KN	Limite structurale

Le code canadien permet la formation des rotules plastiques dans la structure aux endroits bien précis. Pour pouvoir profiter de la formation des rotules plastiques, le code permet une réduction des efforts obtenus par une analyse sismique élastique en utilisant un facteur de modification « R ». Ce facteur tient compte de la capacité des éléments de fondation à dissiper de l'énergie et à se déformer dans le domaine inélastique, c'est-à-dire, le facteur « R » représente la ductilité des éléments de fondation. Nous avons déjà mentionné que les culées « attirent » la plus grande partie du cisaillement dû au séisme dans la direction transversale et vu qu'elles sont très rigides dans la même direction, il faut les considérer comme les éléments non ductiles (R=1.0) qui ne permettent pas la dissipation de l'énergie et la réduction des efforts obtenus par une analyse sismique élastique.

Dans ces circonstances, l'analyse du pont avec la valeur de I=3.0 devient très pénalisante. Nous avons rencontré plusieurs problèmes dans une tentative de trouver une solution pour cette configuration structurale.

On constate que l'arrachement est trop important et que des ancrages seraient requis. Même si on règle ce problème d'ancrage, on observe que les pressions dans les argiles sont trop fortes. Pour régler ce problème dans la direction transversale du pont, on pourrait incliner des pieux transversalement par rapport au pont sous les culées. Ce faisant, les fondations sous les culées deviennent encore plus rigides et plus l'effort tranchant à reprendre est important. Évidemment, l'arrachement devient encore plus

important. On constate aussi des pressions trop fortes même dans la direction longitudinale du pont.

De toute évidence, ce type de configuration, pour ce niveau d'importance ($I=3.0$) et considérant la couche d'argile relativement faible ($C_u=55\text{kPa}$), devient impossible à traiter.

Devant l'impossibilité de converger vers une solution il fallait reconsidérer notre modèle et choisir un pont d'une toute autre géométrie et ayant un comportement structural différent d'un pont intégral afin de réussir à offrir un comportement adéquat à un pont de la catégorie d'importance d'un pont de secours.

Ce nouveau pont serait plus rigide et plus résistant et aurait un coût de construction supérieur par rapport au pont intégral. L'ordre de grandeur de la majoration des coûts de construction pour cette nouvelle structure serait autour de 25%.

En tenant compte de tous ces aspects et surtout du fait que le pont existant au dessus de la rue Haig, tout comme les autres ponts à concevoir en aval et en amont sur cet axe, appartenaient à la catégorie d'importance « autre pont », la décision de construire un pont intégral sur l'avenue Souigny de la catégorie d'importance « autre pont » a été révisée par le client.

4. Conclusion

La particularité des ponts intégraux est l'absence de joints de tablier et la souplesse des fondations des culées sur un seul rang des pieux verticaux qui permet à la structure de ne pas offrir trop de résistance aux changements de température en permettant aux ponts de se déformer.

La plupart des ponts intégraux que l'on construit sont les ouvrages d'une seule travée où, selon la norme canadienne, il n'y a aucun besoin de faire une analyse sismique. Étant donné que le pont sur l'avenue Souigny contient trois travées, nous avons été obligés de considérer l'analyse pour les efforts de séisme.

Cette analyse nous a permis de se confronter avec le problème peu traité – comportement sismique des ponts intégraux.

En conclusion, nous pouvons constater que les sols qui, normalement, offrent un bon comportement pour la déformation du pont due aux chargements thermiques, risquent de se comporter moins bien, une fois exposés aux efforts sismiques, si leurs résistances en pression et arrachement sont faibles.

Références

- CAN/CSA-S6-00, Code canadien sur le calcul des ponts routiers
- Integral Abutement Bridges, Ministry of Transportation Ontario, Structural Office, July 1996
- Survey and design of Integral abutment bridges, Hota GangaRao, Hemanth Thippeswamy, Barry Dickson, Workshop on Integral Abutement Bridges, November 1996, Pittsburgh, Pennsylvania
- Integrale Betonbrücken – Brückenbauwerke aus Konstruktionsbeton ohne Fugen und Lager, Beton-und Stahlbetonbau Heft 5, 1999, Engelsmann S., Schlaich J., Schäfer K.