



**TRAVAUX PUBLICS ET SERVICES
GOUVERNEMENTAUX CANADA**

**ÉVALUATION STRUCTURALE
DU QUAI COMMERCIAL DE MATANE**

Préparé par :


Guillaume Beauvais-Dufresne, ing.
O.I.Q. : 144542

Vérifié par :


Olivier Gauthier, ing., PMP
O.I.Q. : 124488

PROJET N° R00969A

Mai 2013

Registre des émissions et révisions			
Numéro	Par	Date	Description de l'émission ou de la révision
1	OG	2013-03-28	Préliminaire
2	OG	2013-05-10	Final

4. DESCRIPTION DU QUAI

4.1 DESCRIPTION

Le quai commercial de Matane repose sur des pieux tubulaires en acier remplis de béton, ainsi que sur des pieux en H en acier. Les pieux supportent des poutres d'acier enrobées de béton. Une surépaisseur de béton et la présence d'étriers rendent les poutres assimilables à des poutres en béton armé utilisant la poutre d'acier comme armature. Au-dessus des poutres, une dalle de béton armé bidirectionnelle supporte un remblai granulaire et une couche d'enrobé bitumineux. Des tirants d'ancrage fixés dans le remblai reprennent les charges latérales appliquées au quai.

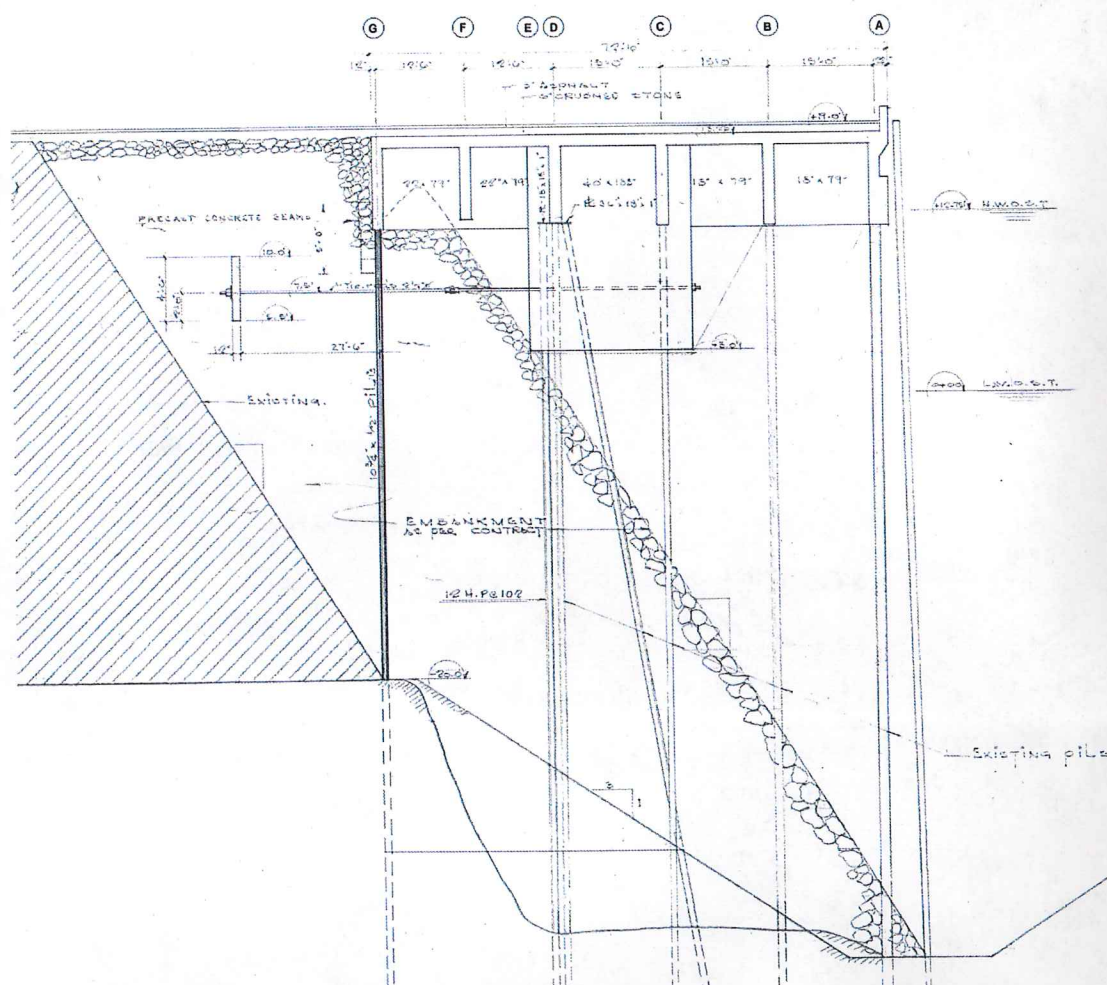


Figure 1 – Coupe du quai

Les axes de pieux utilisés sont ceux présentés au feuillet 1 de 3 des plans de 1971.

4.2 HISTORIQUE

Bien que les plans de 1968 montrent le design complet du quai, celui-ci a été construit en deux phases. Lors de la première phase de construction, les pieux des axes A, B, C et D (inclinés) ont été mis en place, ainsi que les poutres d'acier à leurs sommets. Lors de la phase 2, les pieux des axes D (verticaux), E, F et G ont été mis en place avec les poutres d'acier à leurs sommets. Les poutres ont ensuite été recouvertes de béton et la dalle a été coulée en place.

Le concept a été modifié entre la phase 1 et la phase 2. Le quai devait initialement être recouvert d'environ 1,2 mètre de remblai. Finalement, une surépaisseur de béton d'environ 0,9 mètre a été coulée au-dessus des poutres d'acier et seulement 0,3 mètre de remblai recouvre la dalle du quai. Le niveau final du dessus du quai est demeuré inchangé.

Lors de la phase 2, le mur de retenue initialement positionné à l'axe D a été annulé et remplacé par un enrochement. Des tirants d'ancrage horizontaux ont également été ajoutés.

La liste suivante présente un bref résumé des différentes interventions recensées au quai :

- 1968 : Construction de la première phase (pieux et poutres d'acier);
- 1971 : Construction de la deuxième phase;
- 1976 : Ajout de chambres de décompression à l'arrière du quai;
- Réparation de pieux : 1983, 1991 et 1995;
- Réparation de défenses : 1985, 1987, 1990, 1993, 2002 et 2009;
- Réparation de bollards : 1992;
- Réparation du mur berlinois : 2000;
- Essai de réparation sur la dalle : 2012.

4.3 UTILISATION

Selon les informations fournies par TPSGC, le quai sert principalement au transbordement d'équipements liés aux éoliennes (pale, mât, transformateur, etc.) et à l'industrie des pâtes et papier.

4.4 ÉTAT DU QUAI

Le rapport d'Océan Interventions sous-marines (2007) présente l'état de l'acier des pieux des axes A, B et C. L'épaisseur initiale des pieux est de 12,7 mm, alors que les conclusions du rapport indiquent que l'épaisseur résiduelle des pieux se situe entre 7 et 10 mm.

Les rapports d'expertise d'Inspec-Sol (2008-2009) présentent des photos de l'état du béton des poutres. Bien que le mandat alors confié à Inspec-Sol ne comprenait pas la caractérisation des poutres mais bien la caractérisation de la dalle, il est possible de voir l'état général des poutres. Dans l'ensemble, le béton présente des traces de rouille et quelques éclatements localisés. Suite à ces observations, il est probable que les poutres d'acier recouvertes de béton soient encore en bon état puisque le béton les recouvrant est relativement sain. Par contre, certains endroits montrent des éclatements majeurs laissant apparaître les poutres d'acier qui nécessiteraient des interventions ponctuelles.

Les rapports d'expertise d'Inspec-Sol (2008-2009) présentent l'état de la dalle structurale. Selon ces rapports, la dalle est atteinte de réaction alcalis-granulats et est contaminée par les ions chlorures dans sa moitié supérieure. À partir des résultats présentés par Inspec-sol, le Consortium Genivar-CBCL-DEL a évalué la capacité portante de la dalle à 70 kPa et a proposé une solution de réparation de la dalle. Les réparations proposées consistent à démolir le béton délaminé jusqu'à 25 mm sous les armatures supérieures, d'ajouter des agents inhibiteurs de corrosion et de recouvrir la dalle d'une membrane d'étanchéité. En 2012, des essais de réparation ont été effectués sur la dalle. Selon les informations fournies par TPSGC, les interventions se sont avérées plus coûteuses que prévues et seraient difficilement applicables à l'ensemble du quai.

5. PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

5.1 ACIER STRUCTURAL

Selon la norme CAN/CSA S6, lorsque l'information sur les nuances d'acier n'est pas disponible, les valeurs maximales suivantes doivent être utilisées.

Tableau 1 – Propriétés de l'acier de construction⁽¹⁾

Année de conception du pont ou de fabrication des poutres	Limite élastique F_y (MPa)	Contrainte de rupture en traction F_u (MPa)
1933-1975	230	420
Après 1975	250	420

(1) Tiré du tableau 14.1 de la norme S6

Puisqu'aucune information n'est disponible et que la construction a eu lieu en 1968, une limite élastique de **230 MPa (F_y)** et une contrainte de rupture de **420 MPa (F_u)** sont utilisées pour les poutres d'acier et les pieux.

5.2 ACIER D'ARMATURE

Selon la norme CAN/CSA S6, lorsque l'information sur les nuances d'acier n'est pas disponible, les valeurs maximales suivantes doivent être utilisées.

Tableau 2 – Limites élastiques minimales de l'acier d'armature⁽¹⁾

Année de conception du pont ou de fabrication des poutres	Limite élastique F_y (MPa)
1914-1972	230
1973-1978	275

(1) Tiré du tableau 14.2 de la norme S6

Puisqu'aucune information n'est disponible et que la construction a eu lieu en 1968, une limite élastique de **230 MPa (F_y)** est utilisée pour les armatures.

5.3 BÉTON

La résistance à la compression du béton des poutres et de la dalle est fixée à **34,8 MPa**. Ce résultat a été établi à partir des résistances à la compression mesurées sur les carottes prélevées dans la dalle par Inspec-Sol. Le calcul de la résistance a été fait selon les exigences de l'article A14.1.2 de la norme S6-06. Le détail des calculs est présenté à l'annexe B.

La résistance à la compression du béton des pieux est fixée à **15 MPa**, soit la valeur recommandée par la norme CAN/CSA S6.

5.4 COEFFICIENT DE TENUE

Les coefficients de tenue de l'acier structural sont les suivants (S6-06 – art 10.5.7) :

- $\phi_s = 0,95$ (flexion, cisaillement et traction);
- $\phi_s = 0,90$ (compression).

Les coefficients de tenue du béton armé sont les suivants (S6-06 – art 8.4.6) :

- $\phi_c = 0,75$ (béton);
- $\phi_s = 0,90$ (armature).

5.5 POIDS PROPRE

- Acier : 77,0 kN/m³;
- Béton : 24,0 kN/m³;
- Enrobé bitumineux : 23,5 kN/m³;
- Remblai : 22,0 kN/m³.

6. CHARGES SUR LE QUAI

Seules les charges verticales ont été considérées. Puisque nous n'avions pas d'information pertinente, les tirants d'ancrage horizontaux sont considérés suffisants pour reprendre les charges d'amarrage des bateaux. La contribution des glaces est négligée puisque la présence de bateaux en bordure du quai réduit la formation de massifs de glace.

6.1 POUTRES EN ACIER (D1)

La charge permanente des poutres est automatiquement calculée par le logiciel SAFI. La géométrie des poutres est directement intégrée au logiciel à partir des valeurs relevées.

Le poids des poutres est majoré de 15% pour tenir compte des connexions et raidisseurs.

6.2 POUTRES EN BÉTON (D2)

Le poids des poutres en béton est évalué à partir des sections brutes relevées sur les plans.

6.3 DALLE (D2)

La dalle en béton a une épaisseur de 254 mm. Le poids volumique du béton est de 24 kN/m³. Le poids considéré est donc de **6,1 kPa**.

6.4 REMBLAI (D2)

Selon les plans de construction, l'épaisseur de remblai est de 300 mm. Selon les plans de réparation (2012) de TPSGC, l'épaisseur de remblai est de 400 mm. L'épaisseur de 400 mm est utilisée pour calculer la charge de remblai. Le poids volumique du remblai est de 22 kN/m³. Le poids considéré est donc de **8,8 kPa**.

6.5 PAVAGE (D2)

L'épaisseur de remblai est estimée à 76 mm. Le poids volumique du remblai est de 23,5 kN/m³. Le poids considéré est donc de **1,8 kPa**.

6.6 SURCHARGE UNIFORME

La charge de conception du quai n'a pu être retrouvée dans les documents fournis par TPSGC. Une surcharge de conception de **24 kPa** (500 lbs/pi²) a été utilisée comme base d'analyse.

7. INDICES DE FIABILITÉS CIBLES ET COEFFICIENTS DE PONDÉRATION DES CHARGES

7.1 INDICE DE FIABILITÉ CIBLE

L'inspection du quai n'a pas été réalisée par l'évaluateur, certains documents sont disponibles (photos et rapport de laboratoire Inspec-Sol). Aucun relevé dimensionnel n'a été réalisé sur les éléments en béton et un tel relevé est impossible à réaliser sur les poutres en acier coulées dans le béton, c'est pourquoi un niveau d'inspection INSP1 est utilisé pour les poutres du quai.

Les pieux ont été inspectés par la firme Océan Interventions sous-marines. Le rapport contient un relevé des épaisseurs résiduelles des pieux des axes A, B et C. Pour ces pieux, le niveau d'inspection considéré est INSP2. Pour les autres axes de pieux (D, E et G), le niveau d'inspection considéré est INSP1.

Les niveaux d'inspection sont déterminés selon l'article 14.12.4 de la norme S6-06.

Tableau 3 – Indice de fiabilité cible

Élément	Comportement du système	Comportement de l'élément	Niveau d'inspection	Indice de fiabilité (β)
Poutres en béton armé	S2	E1	INSP1	3,75
Poutres en acier	S2	E3	INSP1	3,25
Pieux mixtes Axes A-B-C	S2	E1	INSP2	3,50
Pieux mixtes Axes D-E-G	S2	E1	INSP1	3,75

Un comportement structural de type S2 correspond à un élément dont la défaillance n'entraîne probablement pas un effondrement complet (CAN/CSA S6).

Un comportement d'élément de type E1 correspond à une rupture fragile, c'est-à-dire qui montre peu de déformation avant la rupture. Un comportement de type E3 correspond à une rupture ductile, c'est-à-dire que la membrure montre d'importantes déformations avant la ruine complète (CAN/CSA S6).

7.2 COEFFICIENT DE PONDÉRATION

Tableau 4 – Coefficient de pondération⁽¹⁾

Catégorie de poids	Indice de fiabilité cible (β)		
	3,25	3,50	3,75
D1	1,08	1,09	1,10
D2	1,16	1,18	1,20
D3	1,40	1,45	1,50
L	1,56	1,63	1,70

(1) Coefficients tirés des tableaux 14.7 et 14.8 de la norme S6-06

8. ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DU QUAÏ

L'évaluation du quai a été réalisée conformément à la norme CAN/CSA S6-06 et plus particulièrement au chapitre 14 – Évaluation de cette norme.

8.1 FACTEUR DE CAPACITÉ DE SURCHARGE

Le facteur de capacité de surcharge (FCS) d'une structure permet de quantifier la capacité portante de l'ouvrage disponible pour reprendre des sollicitations associées aux surcharges (charges vives). Pour déterminer la limite de charge de la structure, on retient le plus bas facteur FCS calculé pour chacune des membrures de l'ouvrage.

Le chapitre 14 de la norme S6-06 définit le facteur de capacité portante de surcharge d'un élément donné et pour un type d'effort comme suit :

$$FCS = \frac{UR - \sum \alpha_D D - \sum \alpha_A A}{\alpha_L L}$$

- UR : Résistance pondérée de la membrure analysée;
- $\alpha_D D$: Effet pondéré de toutes les charges permanentes;
- $\alpha_A A$: Effet pondéré des charges supplémentaires (vents, poids des remblais...);
- $\alpha_L L$: Effet pondéré de la surcharge

8.2 HYPOTHÈSES DE CALCULS DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

8.2.1 Résistance des pieux

Les pieux tubulaires des axes A, B, C, D_(inclinés) et G sont remplis de béton et contiennent de l'armature. La contribution de l'acier du tube, du béton et de l'acier d'armature est considérée.

Pour les pieux HP de l'axe E, seule la contribution de l'acier est considérée.

Les pieux sont considérés comme étant en compression pure.

Afin de tenir compte de la perte de section d'acier causée par la corrosion des pieux, les données fournies dans le rapport d'Océan Interventions sous-marines ont été utilisées. Pour chacun des pieux, une valeur moyenne d'épaisseur résiduelle a été déterminée. La valeur la plus critique a été utilisée pour chacun des axes.

Pour les sections remblayées des pieux, la pleine épaisseur a été considérée. Les épaisseurs utilisées dans les calculs sont présentées au tableau 5.

Tableau 5 – Épaisseur des pieux

Élément	Épaisseur à neuf (mm)	Épaisseur de calcul (mm)
Pieux axe A Ø18"x1½"	12,7	10,4
Pieux axe B Ø14"x1½"	12,7	9,9
Pieux axe C Ø10¾"x1½"	12,7	10,0 ⁽¹⁾
Pieux axe D (inclinés) Ø10¾"x1½"	12,7	12,7
Pieux axe D (droits) HP12x53	t = 11,1 w = 11,1	n/a
Pieux axe E HP12x102	t = 20,8 w = 20,8	t = 19,3 ⁽²⁾ w = 19,3 ⁽²⁾
Pieux axe G Ø10¾"x1½"	12,7	11,7 ⁽³⁾

- (1) Il est à noter que les pieux de l'axe C ont été chemisés en 1991 du dessous du quai jusqu'à l'élévation -2,0m. Puisqu'aucun renseignement n'est disponible sur l'état de ces réparations, les épaisseurs résiduelles des zones hors réparation sont utilisées
- (2) Corrosion considérée : 0,75 mm sur chaque face (CCDG 15.3.2)
- (3) Corrosion considérée : 1,0 mm sur la face extérieure (CCDG 15.3.2)

Lors de travaux réalisés en 1995, environ 19 des 43 pieux verticaux de l'axe D ont été coupés. Les pieux verticaux de l'axe D ne sont donc pas considérés dans l'analyse.

Afin de déterminer la longueur effective des pieux, le sommet du pieu est considéré comme étant sous la poutre de béton. La base du pieu est déterminée en utilisant les pentes théoriques aux plans et les relevés sous-marins, soit la valeur la plus critique.

Les conditions de retenue des pieux sont considérées comme encastrees dans le sol (une longueur de développement d'encastrement est ajoutée à la longueur effective). À leurs sommets, les pieux sont considérés comme rotulés, à l'exception de l'axe C où la tête du pieu est encastree dans les poutres de béton. Les valeurs utilisées sont présentées à l'annexe C.

8.2.2 Résistance des poutres

Les poutres d'acier sont recouvertes de béton. La section de béton contient des armatures longitudinales et transversales.

Une première analyse est effectuée en considérant seulement la contribution de l'acier. Lorsque la capacité se révèle insuffisante, on considère alors une poutre mixte, la poutre d'acier agissant comme une armature.

Afin de s'assurer que la capacité en tension de l'acier (ancrage) est sollicitée pour développer la résistance d'une poutre en béton armé, l'aire d'acier considérée est limitée à ce qui peut être développé par la connexion de la poutre à son extrémité. On considère donc que les connexions des poutres d'acier ont été conçues en fonction de la capacité en cisaillement de la poutre.

L'état général des poutres semble satisfaisant. Pour cette raison, les poutres d'acier et leur enrobage en béton sont considérés comme à l'état neuf. Les réparations locales requises sur les poutres sont présentées à la section 9 « Entretien et réparation ».

8.2.3 Résistance de la dalle

Les résultats de laboratoire indiquent que la résistance en compression du béton est satisfaisante (34,8 MPa) et que le réseau de vides d'air et d'air entraîné est adéquat. Par contre, le rapport de laboratoire fait également état de la présence de délaminage, de fissuration polygonale due à une réaction alcalis-granulats, d'une porosité élevée, d'une absorption moyennement élevée et d'une teneur en ions chlorures supérieure à la limite critique.

L'épaisseur de dalle considérée est de 146 mm pour tenir compte du délaminage relevé dans le rapport d'Inspec-Sol. Les longueurs de développement des armatures ont été ajustées afin de tenir compte des pertes dues à la fissuration.

8.3 ANALYSES

8.3.1 Modélisation 3D

Le quai a été modélisé en 3D dans le logiciel SAFI. Étant donné la redondance du système structural, seulement trois portées ont été modélisées. Le modèle SAFI a été utilisé pour obtenir les efforts dans la structure.

La résistance a été validée à partir de feuilles de calcul tenant compte de l'effet mixte du béton et de l'acier lorsqu'applicable.

L'analyse de la dalle existante est effectuée dans le logiciel ADA.

8.3.2 Capacité des pieux

Tableau 6 – Facteurs de capacité de surcharge des pieux

Élément	FCS ⁽¹⁾ État neuf	FCS ⁽¹⁾ Actuel
Pieux axe A	6.80	5.62
Pieux axe B	1.63	1.20
Pieux axe C	1.57	1.07
Pieux axe D (inclinés)	6.96	6.38
Pieux axe E	3.28	2.94
Pieux axe G	4.14	3.82

(1) FCS pour une surcharge uniforme de 24,0 kPa (500 lbs/pi²)

Les feuilles de calcul présentant les résultats complets sont présentées à l'annexe B.

On constate donc qu'initialement le système structural comportant les pieux est limité par les pieux de l'axe C.

Afin d'estimer la capacité des pieux de la structure à l'état neuf, le facteur de capacité de surcharge (FCS) à l'état neuf est utilisé et multiplié par la surcharge de calcul :

$$Q_{\text{estimée}} = FCS_{\text{neuf}} \times Q_{\text{calcul}}$$

$$Q_{\text{estimée}} = 1,57 \times 24,0 \text{ kPa} = 37,7 \text{ kPa}$$

À l'état neuf, la capacité des pieux est estimée à 37,7 kPa.

Le FCS actuel est de 1,07, la capacité actuelle des pieux est donc limitée à 25,7 kPa par les pieux de l'axe C.

8.3.3 Capacité des poutres

Tableau 7 – Facteurs de capacité de surcharge des poutres

Axes	Profilé d'acier	FCS ⁽¹⁾	Remarque
A-B	24WF68	2.19	Acier seul
B-C	24WF68	1.12	Acier seul
C-D	24WF68	1.12	Acier seul
E-F	24WF100	2.48	Béton armé ⁽²⁾
F-G	24WF100	2.48	Béton armé ⁽²⁾
A	21WF62	2.14	Acier seul
B	24WF68	1.38	Acier seul
C	24WF68	1.38	Acier seul
D	21WF62	4.74	Béton armé ⁽²⁾
F	18WF50	3.86	Béton armé ⁽²⁾
G	21WF79	1.59	Béton armé ⁽²⁾

(1) FCS pour une surcharge uniforme de 24,0 kPa (500 lbs/pi²)

(2) Profilé d'acier agissant comme une armature

Le FCS qui contrôle la capacité des poutres est de 1,12. La capacité du système structural des poutres est donc de 26,7 kPa.

8.3.4 Capacité de la dalle existante

L'analyse de la capacité de la dalle existante démontre que la dalle actuelle est en mesure de supporter une surcharge de 24,0 kPa. Les résultats sont présentés à l'annexe C.

8.3.5 Capacité globale du quai

La capacité initiale du système structural pieux/poutres du quai est estimée à 26,7 kPa (560 lbs/pi²), en admettant l'hypothèse que le système structural composé des poutres était dimensionné en utilisant l'acier des poutres seulement.

La capacité actuelle du système du quai est estimée à 24,0 kPa (500 lbs/pi²). Cette capacité est limitée par la dalle du quai.

La capacité actuelle du quai repose sur l'hypothèse que l'acier et le béton des poutres sont en bon état.

N° de structure : Quai de Matane
 Préparé par : GBD
 Vérifié par :

Date : 2013-05-07
 Date :

Date de la dernière mise à jour : 2013-03-05
 Norme de référence : CSA S6-06

Objet : Pieux l'axe A (φ18"x4")

β =	3.50	Indice de fiabilité
Poteau d'acier		
φ _s =	0.90	
D _{ext} neuf =	457.2	mm
t _{neuf} =	12.7	mm
t _{moy} =	10.4	mm pour flambement
t _{min} =	6.9	mm pour compression locale
K =	0.75	Rotulé-encasté
L =	19 150	mm
KL =	14 363	mm
n =	1.34	
F _y =	230	MPa
E _s =	200 000	MPa
Béton		
φ _c =	0.75	
D _{béton} =	431.8	mm
f' _c =	15.0	MPa
E _c =	13 166	MPa
Armature		
φ _s =	0.90	
A _{sc} =	600	mm ²
f _y =	230	MPa

Efforts axiaux	Pondération
C _{D1} = 0 kN	α _{D1} = 1.09
C _{D2} = 397 kN	α _{D2} = 1.18
C _{D3} = 0 kN	α _{D3} = 1.45
C _{Surcharge} = 223 kN	α _L = 1.63

	État neuf	État actuel	
FCS =	6.80	5.62	
C _{sur} / C _r =	28%	33%	← RÉSULTATS
$FCS = \frac{U C_r - \sum \alpha_D C_D}{\alpha_L C_L}$			

Résistance à la compression locale de l'acier

$$C_r = \phi_s A_{s \min} F_y$$

$A_{s \text{ neuf}} = 17\,735 \text{ mm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 9\,538 \text{ mm}^2$
 $C_{r \text{ neuf}} = 3\,671 \text{ kN}$
 $C_{r \text{ min}} = 1\,974 \text{ kN}$

Note : La résistance $C_{r \min}$ est calculée localement en réduisant l'aire brute selon l'épaisseur résiduelle minimale relevée.

Résistance à la compression de l'acier (flambement)

10.9.3.1

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}}$$

$$C_r = \phi_s A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n}$$

$A_{s \text{ neuf}} = 17\,735 \text{ mm}^2$
 $A_{s \text{ moy}} = 14\,434 \text{ mm}^2$
 $r_{\text{neuf}} = 157.2 \text{ mm}$
 $r_{\text{moy}} = 156.4 \text{ mm}$
 $\lambda_{\text{neuf}} = 0.986$
 $\lambda_{\text{moy}} = 0.991$
 $C_{r \text{ neuf}} = 2\,219 \text{ kN}$
 $C_{r \text{ moy}} = 1\,797 \text{ kN}$

Résistance à la compression du béton

10.9.5.4

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_c} \sqrt{\frac{f'_c}{\pi^2 E_c}}$$

$$C'_r = 0.85 \phi_c f'_c A_c \lambda_c^{-2} \left[\sqrt{1 + 0.25 \lambda_c^{-4}} - 0.5 \lambda_c^{-2} \right]$$

$A_c = 145\,838 \text{ mm}^2$
 $r_c = 108.0 \text{ mm}$
 $\lambda_c = 1.429$
 $C'_r = 535.6 \text{ kN}$

Résistance à la compression d'un poteau mixte

10.9.5.4

$$\rho = 0.02(25 - L/D)$$

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{1 + \rho + \rho^2}}$$

$$\tau' = 1 + \left[\frac{25 \rho^2 \tau}{D/t} \right] \left[\frac{F_y}{0.85 f'_c} \right]$$

$(L/D)_{\text{neuf}} = 41.9 \geq 25$
 $(L/D)_{\text{moy}} = 42.3 \geq 25$
 $\rho_{\text{neuf}} = n/a$
 $\rho_{\text{moy}} = n/a$
 $\tau_{\text{neuf}} = 1.00$
 $\tau_{\text{moy}} = 1.00$
 $\tau'_{\text{neuf}} = 1.00$
 $\tau'_{\text{moy}} = 1.00$

$$C_{rc} = \tau C_r + \tau' C'_r + C_{rsc}$$

$C_{rc \text{ neuf}} = 2\,879 \text{ kN}$
 $C_{rc \text{ moy}} = 2\,456 \text{ kN}$

Note : La valeur minimale de la résistance au flambement et de la compression locale est utilisée pour la section d'acier.

Résistance à la compression de l'armature

10.9.5.4

$$C_r = \phi_{sc} A_{sc} f_y$$

$A_{sc} = 600 \text{ mm}^2$
 $C_r = 124.2 \text{ kN}$

Coefficient d'ajustement de la résistance

14.14.2

Acier de construction :

Compression $U_s = 1.01$

Béton armé :

Compression $U_c = 1.06$

$$U C_{rc} = U_s \tau C_r + U_c \tau' C'_r + U_c C_{rsc}$$

$U C_{rc \text{ neuf}} = 2\,941 \text{ kN}$
 $U C_{rc \text{ moy}} = 2\,514 \text{ kN}$

N° de structure : Quai de Matane
 Préparé par : GBD
 Vérifié par :

Date : 2013-05-07
 Date :

Date de la dernière mise à jour : 2013-03-05
 Norme de référence : CSA S8-06

Objet : Pieux l'axe B (φ14"x½")

β =	3.50	Indice de fiabilité
Poteau d'acier		
φ _s =	0.90	
D _{ext} neuf =	355.6	mm
t _{neuf} =	12.7	mm
t _{moy} =	9.9	mm pour flambement
t _{min} =	8.6	mm pour compression locale
K =	0.75	Rotulé-encasté
L =	15 500	mm
KL =	11 625	mm
n =	1.34	
F _y =	230	MPa
E _s =	200 000	MPa
Béton		
φ _c =	0.75	
D _{béton} =	330.2	mm
f' _c =	15.0	MPa
E _c =	14 242	MPa
Armature		
φ _s =	0.90	
A _{sc} =	800	mm ²
f _y =	230	MPa

Efforts axiaux		Pondération	
C _{D1} =	0	kN	α _{D1} = 1.09
C _{D2} =	605	kN	α _{D2} = 1.18
C _{D3} =	0	kN	α _{D3} = 1.45
C _{surcharge} =	538	kN	α _L = 1.63

	État neuf	État actuel	← RÉSULTATS
FCS =	1.63	1.20	
C _{sur} / C _r =	74%	90%	← RÉSULTATS
$FCS = \frac{UC_r - \Sigma \alpha_D C_D}{\alpha_L C_L}$			

Résistance à la compression locale de l'acier

$$A_{s \text{ neuf}} = 13\,681 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 9\,186 \text{ mm}^2$$

$$C_r = \phi_s A_s \min F_y$$

$$C_{r \text{ neuf}} = 2832 \text{ kN}$$

$$C_{r \text{ min}} = 1902 \text{ kN}$$

Note : La résistance $C_{r \text{ min}}$ est calculée localement en réduisant l'aire brute selon l'épaisseur résiduelle minimale relevée.

Résistance à la compression de l'acier (flambement)

$$A_{s \text{ neuf}} = 13\,681 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ moy}} = 10\,611 \text{ mm}^2$$

$$r_{\text{neuf}} = 121.3 \text{ mm}$$

$$r_{\text{moy}} = 120.3 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}}$$

$$\lambda_{\text{neuf}} = 1.034$$

$$\lambda_{\text{moy}} = 1.043$$

$$C_r = \phi_s A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n}$$

$$C_{r \text{ neuf}} = 1\,631 \text{ kN}$$

$$C_{r \text{ moy}} = 1\,254 \text{ kN}$$

10.9.3.1

Résistance à la compression du béton

10.9.5.4

$$A_c = 84\,834 \text{ mm}^2$$

$$r_c = 82.6 \text{ mm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_c} \sqrt{\frac{f'_c}{\pi^2 E_c}} = 1.455$$

$$C_r' = 0.85 \phi_c f'_c A_c \lambda_c^{-2} \left[\sqrt{1 + 0.25 \lambda_c^{-4}} - 0.5 \lambda_c^{-2} \right] = 303.3 \text{ kN}$$

Résistance à la compression d'un poteau mixte

10.9.5.4

Résistance à la compression de l'armature

10.9.5.4

$$(L/D)_{\text{neuf}} = 43.6 \geq 25$$

$$(L/D)_{\text{moy}} = 44.3 \geq 25$$

$$\rho = 0.02(25 - L/D)$$

$$\rho_{\text{neuf}} = n/a$$

$$\rho_{\text{moy}} = n/a$$

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{1 + \rho + \rho^2}}$$

$$\tau_{\text{neuf}} = 1.00$$

$$\tau_{\text{moy}} = 1.00$$

$$\tau' = 1 + \left[\frac{25 \rho^2 \tau}{D/t} \right] \left[\frac{F_y}{0.85 f'_c} \right]$$

$$\tau'_{\text{neuf}} = 1.00$$

$$\tau'_{\text{moy}} = 1.00$$

$$A_{sc} = 800 \text{ mm}^2$$

$$C_r = \phi_{sc} A_{sc} f_y = 165.6 \text{ kN}$$

$C_{rc} = \tau C_r + \tau' C_r' + C_{rsc}$	$C_{rc \text{ neuf}} = 2\,100 \text{ kN}$
	$C_{rc \text{ moy}} = 1\,723 \text{ kN}$

Note : La valeur minimale de la résistance au flambement et de la compression locale est utilisée pour la section d'acier.

Coefficient d'ajustement de la résistance

14.14.2

Acier de construction :
 Compression $U_s = 1.01$

Béton armé :
 Compression $U_c = 1.06$

$UC_{rc} = U_s \tau C_r + U_c \tau' C_r' + U_c C_{rsc}$	$UC_{rc \text{ neuf}} = 2\,144 \text{ kN}$
	$UC_{rc \text{ moy}} = 1\,763 \text{ kN}$

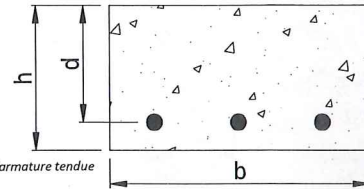
N° de structure :		Date de la dernière mise à jour : 2012-08-21
Préparé par :	GBD	Norme de référence : CSA S6-06
Vérifié par :		Date :

Objet : **Poutre A-B - 24WF68**
P1 M+

$\beta =$	3.25	Indice de fiabilité
$f_c =$	34.8	MPa
$f_{cr} =$	2.36	MPa
$\gamma_c =$	2400	kg/m³
$d =$	1.0	mm
$d' =$	0	mm
$d_c =$	0.0	mm
$b =$	1	mm
$b_w =$	1	mm
$h =$	1	mm
$h_f =$	1	mm
$A_s \text{ Tension} =$	0	mm²
$A_s \text{ Compression} =$	0	mm²
$A_s =$	0	mm²
$f_y =$	230	MPa
$f_y' =$	230	MPa
$f_s' =$	0	MPa
$\phi_s =$	0.90	
$\phi_c =$	0.75	
$E_c =$	26 219	MPa
$E_s =$	200 000	MPa
$\alpha_1 =$	0.798	
$\beta_1 =$	0.883	
$a =$	0.0	mm
$c =$	0.0	mm

Comportement de section rectangulaire, $b = b_f$

Position de l'axe neutre - sans la présence de l'acier de compression



Efforts de flexion			
$M_{D1} =$	0	kN.m	$\alpha_{D1} = 1.08$
$M_{D2} =$	121	kN.m	$\alpha_{D2} = 1.16$
$M_{D3} =$	0	kN.m	$\alpha_{D3} = 1.40$
$M_L =$	126	kN.m	$\alpha_L = 1.56$
FCS =	2.48	← RÉSULTATS	

$$F = \frac{U M_L}{\alpha_L M_L}$$

$$\alpha_L M_L$$

$$M_f / M_r = 0.54 < 1.00 \text{ OK}$$

Calcul du moment résistant

$$M_r = \phi_s \cdot f_y \cdot A_s \cdot (d - a/2)$$

$$M_r = 0.0 \text{ kN.m}$$

Acier minimum (ρ_{min}) (S6-06 8.8.4.3)

Il faut que $M_r > 1.2 M_{cr}$:

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \cdot I_g}{y_t}$$

$$\begin{aligned} n &= 7.63 \\ I_g &= 8.33 \cdot E-02 \text{ mm}^4 \\ y_{cg} &= 0.5 \text{ mm} \\ y_t &= 0.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Coefficient d'équivalence béton-acier
Inertie de la section non fissurée incluant l'acier
distance p/r à la partie supérieure de la poutre
 $= h - y_{cg}$

$$M_{cr} = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M_r / M_{cr} = 0.00 < 1.20 \text{ NON}$$

Acier maximum (ρ_{max}) (S6-06 8.8.4.5)

Lorsque l'on atteint M_r , il faut que $c/d < 0.50$:

$$c/d = 0.000 < 0.50 \text{ OK}$$

Coefficient d'ajustement U

$$\begin{aligned} \rho &= A_{s \text{ tension}} / (b \times d) = 0.0000 \\ \rho_{max} &= \frac{\rho_{bal} + \rho' f_y' / f_y}{\rho_{bal} + \rho' f_y' / f_y} = 0.0669 \end{aligned}$$

$$\rho / \rho_{max} = 0.00$$

Note: Élément ductile (limite pour ductilité : 0.40)

$$U = 1.02$$

CONTRIBUTION D'UNE POUTRE EN ACIER

$$\begin{aligned} \text{Coefficient d'ajustement : } \phi_s &= 0.95 \\ U &= 1.00 \end{aligned}$$

$$F_y = 230 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de section de la poutre (Sx ou Zx):}$$

$$S_x / Z_x = 2867.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{Résistance en flexion de la poutre d'acier:}$$

$$M_r = 626.6 \text{ kN.m}$$

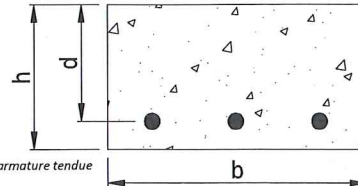
$$M_r \text{ TOTAL} = 626.6 \text{ kN.m}$$

N° de structure :
 Préparé par : GBD
 Vérifié par :
 Date : 2013-03-18
 Date :

Date de la dernière mise à jour : 2012-06-21
 Norme de référence : CSA S6-06

Objet : Poutre A-B - 24WF68
 P1 M-

$\beta =$	3.25	Indice de fiabilité
$f_{co} =$	34.8	MPa Selon MÉCPS 6.2.4
$f_{cr} =$	2.36	MPa S6-06 8.4.1.8
$\gamma_c =$	2400	kg/m³ Densité du béton
$d =$	1.0	mm Distance entre la fibre extrême comprimée et le c.g. de l'armature tendue
$d' =$	0	mm
$d_c =$	0.0	mm Recouvrement des barres en tension
$b =$	1	mm
$b_w =$	1	mm Largeur de l'âme d'une poutre en T
$h =$	1	mm
$h_f =$	1	mm Hauteur de l'aile d'une section en T
A_s Tension =	0	mm² → Type d'armature : #03 Nbr de barres : 0
A_s Compression =	0	mm² → Type d'armature : #05 Nbr de barres : 0
$A_g =$	0	mm²
$f_y =$	230	MPa
$f_y' =$	230	MPa
$f_s' =$	0	MPa
$\phi_s =$	0.90	S6-06 8.4.6
$\phi_c =$	0.75	S6-06 8.4.6
$E_c =$	26 219	MPa S6-06 8.4.1.7
$E_s =$	200 000	MPa
$\alpha_1 =$	0.798	S6-06 8.8.3
$\beta_1 =$	0.883	S6-06 8.8.3
$a =$	0.0	mm Profondeur du bloc de compression - sans la présence de l'acier de compression
Comportement de section rectangulaire, $b = bf$		
$c =$	0.0	mm Position de l'axe neutre - sans la présence de l'acier de compression



Efforts de flexion			
$M_{D1} =$	0	kN.m	$\alpha_{D1} = 1.08$
$M_{D2} =$	139	kN.m	$\alpha_{D2} = 1.16$
$M_{D3} =$	0	kN.m	$\alpha_{D3} = 1.40$
$M_L =$	136	kN.m	$\alpha_L = 1.56$
FCS =	2.19	← RESULTATS	

$$F = \frac{UM_L - \sum \alpha_n M_n}{\alpha_L M_L}$$

$$M_t / M_r = 0.60 < 1.00 \text{ OK}$$

Calcul du moment résistant

$$M_r = \phi_s \cdot f_y \cdot A_s \cdot (d - a/2)$$

$$M_r = 0.0 \text{ kN.m}$$

Acier minimum (ρ_{min}) (S6-06 8.8.4.3)

Il faut que $M_r > 1.2M_{cr}$:

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \cdot I_g}{y_t}$$

$$\begin{aligned} n &= 7.63 \\ I_g &= 8.33 \cdot E-02 \text{ mm}^4 \\ y_{cg} &= 0.5 \text{ mm} \\ y_t &= 0.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Coefficient d'équivalence béton-acier
 Inertie de la section non fissurée incluant l'acier
 distance p/r à la partie supérieure de la poutre
 $= h - y_{cg}$

$$M_{cr} = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M_r / M_{cr} = 0.00 < 1.20 \text{ NON}$$

$$M_r \text{ TOTAL} = 626.6 \text{ kN.m}$$

Acier maximum (ρ_{max}) (S6-06 8.8.4.5)

Lorsque l'on atteint M_r , il faut que $c/d < 0.50$:

$$c/d = 0.000 < 0.50 \text{ OK}$$

Coefficient d'ajustement U

$$\begin{aligned} \rho &= A_{stension} / (b \times d) = 0.0000 \\ \rho_{max} &= \frac{\phi_{bal} + \rho \cdot f_s' / f_y'}{\phi_{bal} + \rho \cdot f_s' / f_y'} = 0.0669 \end{aligned}$$

$$\rho / \rho_{max} = 0.00$$

Note: Élément ductile (limite pour ductilité : 0.40)

$$U = 1.02$$

N° de structure :
Préparé par :
Vérifié par :

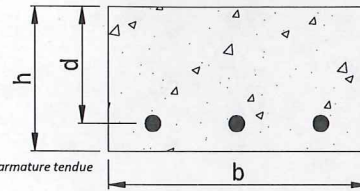
GBD

Date : 2013-03-18
Date :

Date de la dernière mise à jour : 2012-06-21
Norme de référence : CSA S6-06

Objet : **Poutre B-C - 24WF68**
P2 M-

$\beta =$	3.25	Indice de fiabilité
$f_c =$	34.8	MPa Selon MÉCPS 6.2.4
$f_{cr} =$	2.36	MPa S6-06 8.4.1.8
$\gamma_c =$	2400	kg/m ³ Densité du béton
$d =$	1.0	mm Distance entre la fibre extrême comprimée et le c.g. de l'armature tendue
$d' =$	0	mm
$d_c =$	0.0	mm Recouvrement des barres en tension
$b =$	1	mm
$b_w =$	1	mm Largeur de l'âme d'une poutre en T
$h =$	1	mm
$h_f =$	1	mm Hauteur de l'aile d'une section en T
$A_s \text{ Tension} =$	0	mm ² → Type d'armature : #03 Nbr de barres : 0
$A_s \text{ Compression} =$	0	mm ² → Type d'armature : #05 Nbr de barres : 0
$A_c =$	0	mm ²
$f_y =$	230	MPa
$f_y' =$	230	MPa
$f_s' =$	0	MPa
$\phi_s =$	0.90	S6-06 8.4.6
$\phi_c =$	0.75	S6-06 8.4.6
$E_c =$	26 219	MPa S6-06 8.4.1.7
$E_s =$	200 000	MPa
$\alpha_1 =$	0.798	S6-06 8.8.3
$\beta_1 =$	0.883	S6-06 8.8.3
$a =$	0.0	mm Profondeur du bloc de compression - sans la présence de l'acier de compression
		Comportement de section rectangulaire, $b = b_f$
$c =$	0.0	mm Position de l'axe neutre - sans la présence de l'acier de compression



Efforts de flexion			
$M_{D1} =$	0	kN.m	$\alpha_{D1} =$ 1.08
$M_{D2} =$	306	kN.m	$\alpha_{D2} =$ 1.16
$M_{D3} =$	0	kN.m	$\alpha_{D3} =$ 1.40
$M_L =$	155	kN.m	$\alpha_L =$ 1.56
FCS =	1.12	← RÉSULTATS	

$$F = \sum \alpha_i M_i - \sum \alpha_i M_i$$

$$M_r / M_i = 0.95 < 1.00 \text{ OK}$$

Calcul du moment résistant

$$M_r = \phi_s f_y A_s (d - a/2)$$

$$M_r = 0.0 \text{ kN.m}$$

Acier minimum (ρ_{min}) (S6-06 8.8.4.3)

Il faut que $M_r > 1.2 M_{cr}$:

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y_t}$$

$$\begin{aligned} n &= 7.63 \\ I_g &= 8.33 \cdot 10^{-2} \text{ mm}^4 \\ y_{cg} &= 0.5 \text{ mm} \\ y_t &= 0.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Coefficient d'équivalence béton-acier
Inertie de la section non fissurée incluant l'acier
distance p/r à la partie supérieure de la poutre
 $= h - y_{cg}$

$$M_{cr} = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M_r / M_{cr} = 0.00 < 1.20 \text{ NON}$$

$$M_{r \text{ TOTAL}} = 626.6 \text{ kN.m}$$

Acier maximum (ρ_{max}) (S6-06 8.8.4.5)

Lorsque l'on atteint M_r , il faut que $c/d < 0.50$:

$$c/d = 0.000 < 0.50 \text{ OK}$$

Coefficient d'ajustement U

$$\begin{aligned} \rho &= A_{s \text{ Tension}} / (b \times d) = 0.0000 \\ \rho_{max} &= \rho_{bal} + \rho' f_s' / f_y' = 0.0669 \end{aligned}$$

$$\rho / \rho_{max} = 0.00$$

Note: Élément ductile (limite pour ductilité : 0.40)

$$U = 1.02$$

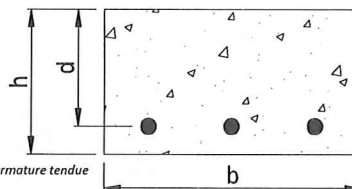
N° de structure :		Date de la dernière mise à jour : 2012-06-21
Préparé par :	GBD	Norme de référence : CSA S6-06
Vérifié par :		Date :

Objet : **Poutre axe A (Couronnement) - 21WF62**
P6 M+

$\beta =$	3.25	Indice de fiabilité
$f_c =$	34.8	MPa
$f_{cr} =$	2.36	MPa
$\gamma_c =$	2400	kg/m³
$d =$	1.0	mm
$d' =$	0	mm
$d_c =$	0.0	mm
$b =$	1	mm
$b_w =$	1	mm
$h =$	1	mm
$h_f =$	1	mm
$A_s \text{ Tension} =$	0	mm²
		Type d'armature : #03
		Nbr de barres : 0
$A_s \text{ Compression} =$	0	mm²
		Type d'armature : #05
		Nbr de barres : 0
$A_s =$	0	mm²
$f_y =$	230	MPa
$f_y' =$	230	MPa
$f_s' =$	0	MPa
$\phi_s =$	0.90	S6-06 8.4.6
$\phi_c =$	0.75	S6-06 8.4.6
$E_c =$	26 219	MPa
$E_s =$	200 000	MPa
$\alpha_1 =$	0.798	S6-06 8.8.3
$\beta_1 =$	0.883	S6-06 8.8.3
$a =$	0.0	mm
$c =$	0.0	mm

Comportement de section rectangulaire, $b = bf$

Position de l'axe neutre - sans la présence de l'acier de compression



Efforts de flexion			
$M_{D1} =$	0	kN.m	$\alpha_{D1} = 1.08$
$M_{D2} =$	169	kN.m	$\alpha_{D2} = 1.16$
$M_{D3} =$	0	kN.m	$\alpha_{D3} = 1.40$
$M_L =$	96	kN.m	$\alpha_L = 1.56$
FCS =	2.14	← RÉSULTATS	

$$F = \frac{U M_L}{\sum \alpha_i M_i}$$

$$\alpha_i M_i$$

$$M_i / M_r = 0.67 < 1.00 \text{ OK}$$

Calcul du moment résistant

$$M_r = \phi_s \cdot f_y \cdot A_s \cdot (d - a/2)$$

$$M_r = 0.0 \text{ kN.m}$$

Acier minimum (ρ_{min}) (S6-06 8.8.4.3)

Il faut que $M_r > 1.2 M_{cr}$:

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \cdot I_g}{y_t}$$

$$\begin{aligned} n &= 7.63 \\ I_g &= 8.33 \cdot E-02 \text{ mm}^4 \\ y_{cg} &= 0.5 \text{ mm} \\ y_t &= 0.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Coefficient d'équivalence béton-acier
Inertie de la section non fissurée incluant l'acier
distance p/r à la partie supérieure de la poutre
 $= h - y_{cg}$

$$M_{cr} = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M_r / M_{cr} = 0.00 < 1.20 \text{ NON}$$

Acier maximum (ρ_{max}) (S6-06 8.8.4.5)

Lorsque l'on atteint M_r , il faut que $c/d < 0.50$:

$$c/d = 0.000 < 0.50 \text{ OK}$$

Coefficient d'ajustement U

$$\rho = \frac{A_s \text{ Tension}}{b \cdot d} = 0.0000$$

$$\rho_{max} = \frac{\rho_{bal} + \rho' f_y' / f_y}{1} = 0.0669$$

$$\rho / \rho_{max} = 0.00$$

Note: Élément ductile (limite pour ductilité : 0.40)

$$U = 1.02$$

CONTRIBUTION D'UNE POUTRE EN ACIER

Coefficient d'ajustement :	$\phi_s = 0.95$
$U =$	1.00
Module de section de la poutre (S_x ou Z_x):	$F_y = 230 \text{ MPa}$
$S_x / Z_x =$	2 359.7 $\times 10^3 \text{ mm}^3$
Résistance en flexion de la poutre d'acier:	
$M_r =$	515.6 kN.m

$$M_r \text{ TOTAL} = 515.6 \text{ kN.m}$$

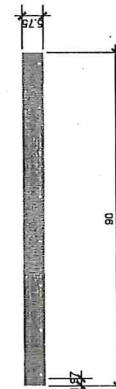
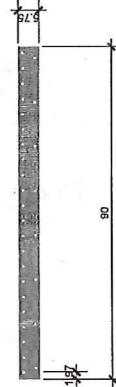
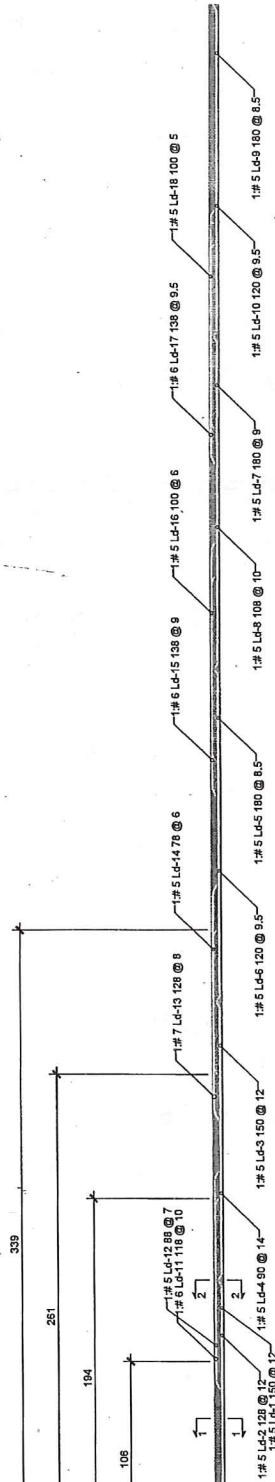
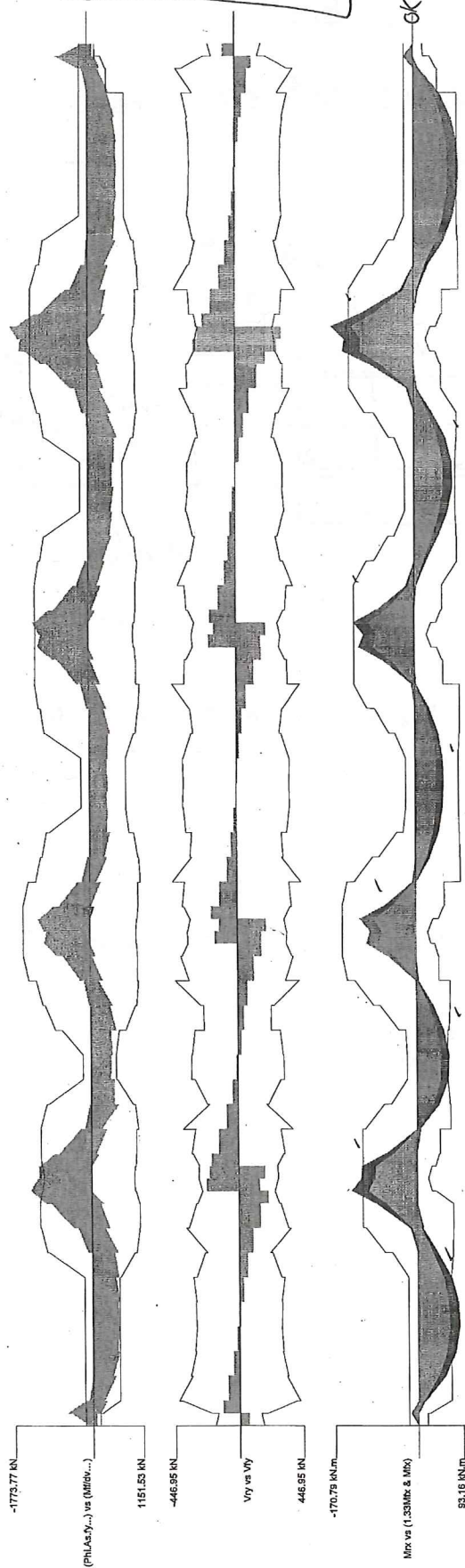
2013-04-30

R00969A

G.B.D

Y/2

ANALYSE
DATE
EXSTA NTE
D = 16.7 kPa
L = 24.0 kPa
 $E_{eff} = 146 \text{ mm}$



Numéro du projet R00969A
Nom du projet Qual commercial Matiane
Système continu S_2147489646

Projet Quai Matane

Préparé par G B D

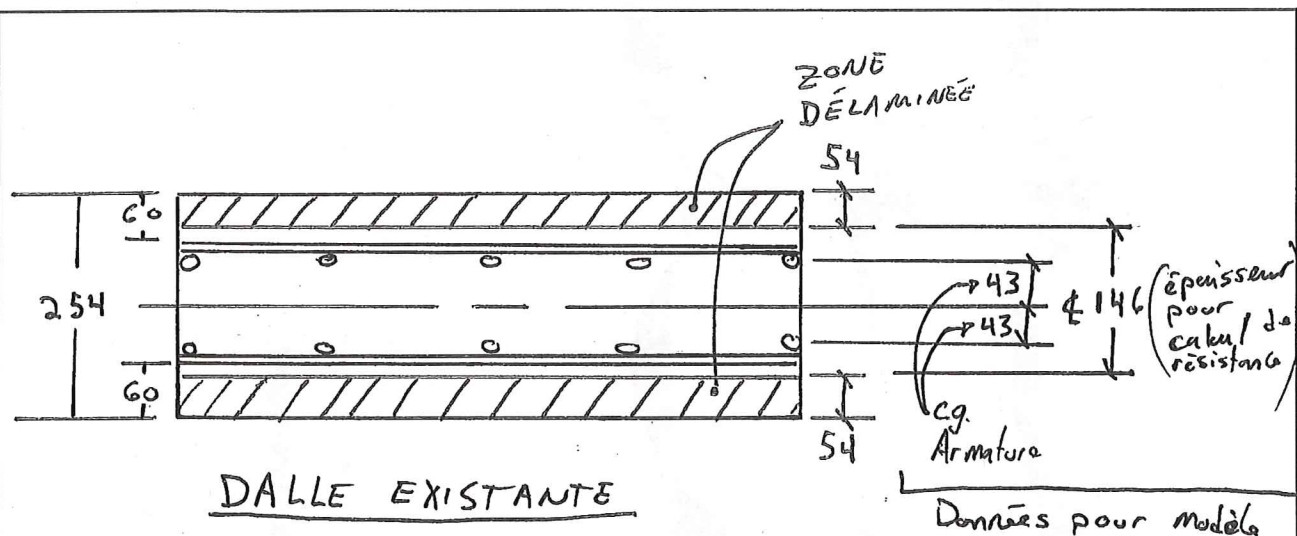
Dossier R00 969A

Objet Dalle

Vérifié par

Date 2013-04-30

Page 2 de 2



AFIN DE TENIR COMPTE DES EFFETS DU DÉLAMINAGE LA ZONE DE BÉTON DÉLAMINÉE N'EST PAS CONSIDÉRÉE DANS LA RÉSISTANCE.

CHARGES:

Béton (10")	$0.254 \times 24 =$	6.1
Remblai	$0.400 \times 22 =$	8.8
Parage	$0.075 \times 23.5 =$	1.8
	$q_D =$	16.7 kPa

$q_L = 24 \text{ kPa}$

MATÉRIAUX:

$f'_c = 35 \text{ MPa (34.8 MPa)}$
 $f_y = 230 \text{ MPa}$

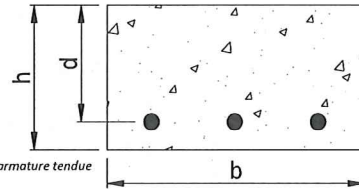
N° de structure : _____
 Préparé par : GBD
 Vérifié par : _____

Date : 2013-03-18
 Date : _____

Date de la dernière mise à jour : 2012-06-21
 Norme de référence : CSA S6-06

Objet : **Poutre axe B - 24WF68**
P7 M+

$\beta =$	3.25	Indice de fiabilité
$f_c =$	34.8	MPa
$f_{cr} =$	2.36	MPa
$\gamma_c =$	2400	kg/m ³
$d =$	1.0	mm
$d' =$	0	mm
$d_c =$	0.0	mm
$b =$	1	mm
$b_w =$	1	mm
$h =$	1	mm
$h_f =$	1	mm
$A_s \text{ Tension} =$	0	mm ²
		Type d'armature : #03
		Nbr de barres : 0
$A_s \text{ Compression} =$	0	mm ²
		Type d'armature : #05
		Nbr de barres : 0
$A_s =$	0	mm ²
$f_y =$	230	MPa
$f_y' =$	230	MPa
$f_s' =$	0	MPa
ϕ_s	0.90	S6-06 8.4.6
ϕ_c	0.75	S6-06 8.4.6
E_c	26 219	MPa
E_s	200 000	MPa
α_1	0.798	S6-06 8.8.3
β_1	0.883	S6-06 8.8.3
$a =$	0.0	mm
		Profondeur du bloc de compression - sans la présence de l'acier de compression
$c =$	0.0	mm
		Position de l'axe neutre - sans la présence de l'acier de compression



Efforts de flexion			
$M_{D1} =$	0	kN.m	$\alpha_{D1} = 1.08$
$M_{D2} =$	185	kN.m	$\alpha_{D2} = 1.16$
$M_{D3} =$	0	kN.m	$\alpha_{D3} = 1.40$
$M_L =$	191	kN.m	$\alpha_L = 1.56$
FCS =	1.38	← RÉSULTATS	

$$F = \frac{U M_L}{\alpha_L M_L}$$

$$M_L / M_L = 0.82 < 1.00 \text{ OK}$$

Calcul du moment résistant

$$M_r = \phi_s \cdot f_y \cdot A_s \cdot (d - a/2)$$

$$M_r = 0.0 \text{ kN.m}$$

Acier minimum (ρ_{min}) (S6-06 8.8.4.3)

Il faut que $M_r > 1.2 M_{cr}$:

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \cdot I_g}{y_t}$$

$$\begin{aligned} n &= 7.63 \\ I_g &= 8.33 \cdot E-02 \text{ mm}^4 \\ y_{cg} &= 0.5 \text{ mm} \\ y_t &= 0.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Coefficient d'équivalence béton-acier
 Inertie de la section non fissurée incluant l'acier
 distance p/r à la partie supérieure de la poutre
 $= h - y_{cg}$

$$M_{cr} = 0.0 \text{ kN.m}$$

$$M_r / M_{cr} = 0.00 < 1.20 \text{ NON}$$

Acier maximum (ρ_{max}) (S6-06 8.8.4.5)

Lorsque l'on atteint M_r , il faut que $c/d < 0.50$:

$$c/d = 0.000 < 0.50 \text{ OK}$$

Coefficient d'ajustement U

$$\begin{aligned} \rho &= A_{s \text{ tension}} / (b \times d) = 0.0000 \\ \rho_{max} &= \rho_{bal} + \rho' f_y' / f_y = 0.0669 \end{aligned}$$

$$\rho / \rho_{max} = 0.00$$

Note: Élément ductile (limite pour ductilité : 0.40)

$$U = 1.02$$

CONTRIBUTION D'UNE POUTRE EN ACIER

Coefficient d'ajustement :	$\phi_s = 0.95$
$U =$	1.00
$F_y =$	230 MPa
Module de section de la poutre (S_x ou Z_x):	
$S_x / Z_x =$	2 867.7 $\times 10^3 \text{ mm}^3$
Résistance en flexion de la poutre d'acier:	
$M_r =$	626.6 kN.m

$$M_r \text{ TOTAL} = 626.6 \text{ kN.m}$$