

**RAPPORT SUR LA PHASE 1
RÉÉVALUATION SISMIQUE
CHANCELLERIE CANADIENNE
BRIDGETOWN (BARBADE)**

Mai 2013

Préparé pour :

MINISTÈRE DES AFFAIRES ÉTRANGÈRES ET DU COMMERCE INTERNATIONAL
Édifice Lester B. Pearson
125, promenade Sussex
Ottawa (Ontario)
K1A 0G2

Rédigé par :

J.L. RICHARDS & ASSOCIATES LIMITED
Ingénieurs, architectes et planificateurs conseils
864, place Lady Ellen
Ottawa (Ontario)
K1Z 5M2

JLR n° 23423-03

**RAPPORT SUR LA PHASE 1
RÉÉVALUATION SISMIQUE
CHANCELLERIE CANADIENNE
BRIDGETOWN, BARBADE**

– TABLE DES MATIÈRES –

	<u>PAGE</u>
1.0 CONTEXTE.....	1
1.1 Description du bâtiment et des résultats des évaluations précédentes	1
2.0 DONNÉES DE CONCEPTION / DOCUMENTATION EXISTANTE	2
3.0 PROCÉDURE D'ANALYSE	3
4.0 RÉSULTATS DE L'ÉVALUATION.....	6
4.1 Analyse des éléments de construction	6
4.2 Diaphragmes.....	7
4.3 Poteaux en APCC	9
4.4 Poutres en acier	11
4.5 Entretoises diagonales	12
4.6 Fondations	14
4.7 Limites de transfert de charge et de dérive.....	14
5.0 RECOMMANDATIONS.....	15
6.0 RÉSUMÉ ET CONCLUSIONS	16

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Courbe d'aléa sismique – Bridgetown (Barbade)	3
Figure 2 : Emplacements des charpentes contreventées (deuxième étage et toit).....	10

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Données sur les aléas sismiques.....	3
Tableau 2 : Accélération spectrales de conception.....	4
Tableau 3 : Résultats du cisaillement à la base.....	4
Tableau 4 : Résultats du cisaillement dynamique à la base pour le site de classe A	5
Tableau 5 : Formes et fréquences des modes dynamiques	5
Tableau 6 : Propriétés des matériaux.....	6
Tableau 7 : Rapports demande/capacité pour les poteaux en APCC.....	10
Tableau 8 : Rapports demande/capacité pour les poutres en acier	12
Tableau 9 : Rapports demande/capacité pour les entretoises diagonales en tension.....	13

ANNEXES

ANNEXE A	COMPARAISON DES RAPPORTS DEMANDE/CAPACITÉ ACTUALISÉS AVEC LES VALEURS DU RAPPORT ORIGINAL
-----------------	--

**RAPPORT SUR LA PHASE 1
RÉÉVALUATION SISMIQUE
CHANCELLERIE CANADIENNE
BRIDGETOWN, BARBADE**

1.0 CONTEXTE

Le présent rapport présente les résultats d'une réévaluation de la chancellerie canadienne à Bridgetown (Barbade). Le rapport initial a été soumis en novembre 2011; le présent rapport présente les résultats d'une nouvelle analyse et d'une évaluation structurelle détaillée fondées sur les nouvelles conclusions de l'étude géotechnique.

Le présent rapport a été préparé conformément à la convention d'offre à commandes SO-ARP-AMS-SEISO-7074B et à la commande subséquente numéro ARD 154069/TBSS-100-CU12, ainsi qu'à la proposition de J.L. Richards & Associates Limited, datée du 3 août 2012.

La portée des travaux pour ce projet est la suivante :

- nouvelles analyse et évaluation d'après les nouveaux résultats géotechniques (site de classe A);
- analyse dynamique linéaire et modèle 3D;
- analyse et évaluation conformément au Code national du bâtiment du Canada (CNBC) 2010 et aux codes des matériaux associés;
- analyse de la structure aux niveaux d'importance normale et protection civile;
- préparation d'un document technique présentant les résultats de la nouvelle analyse, signé et scellé par un ingénieur autorisé à exercer dans la province de l'Ontario.

Le MAECI déterminera si la composante 2, nouvelle analyse des options, sera mise en œuvre, en fonction de l'examen du présent rapport.

1.1 Description du bâtiment et des résultats des évaluations précédentes

Le haut-commissariat à Bridgetown est la propriété du MAECI et le niveau de performance est décrit comme une occupation immédiate (OI). La structure a été construite en 1984 et comporte deux étages au-dessus du niveau du sol, avec un niveau de sous-sol partiel. Les dimensions approximatives du plan de la structure sont de 26 m sur 25 m.

La hauteur du rez-de-chaussée au deuxième étage est d'environ 3,6 m et la hauteur du deuxième étage au toit est d'environ 3,4 m. La hauteur totale de la structure est d'environ 7 m au-dessus du sol. La façade est constituée de vitrages, de maçonnerie de béton et de cloisons en plaques de parement.

Le haut-commissariat à Bridgetown est une structure de charpentes contreventées en acier composée de poteaux en acier profilé de charpente creux (APCC), de poutres en acier et d'entretoises diagonales en acier. Les résultats de l'analyse initiale ont indiqué que le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) n'a pas la capacité adéquate pour atteindre l'objectif de performance (OI) pendant l'événement sismique de conception, conformément au CNBC 2010 et à la norme ASCE/SEI 31-03. On a constaté que les entretoises diagonales en acier avaient des rapports demande/capacité supérieurs à 1,0, que la capacité de soulèvement des fondations était inadéquate pour les charges de calcul et que les diaphragmes du tablier en acier du deuxième étage et du toit étaient inadéquats pour transférer les charges sismiques au SRFS. La combinaison de ces trois problèmes indiquait que le SRFS du haut-commissariat à Bridgetown ne permet pas d'atteindre l'objectif de performance souhaité et pourrait être considérablement endommagé pendant l'événement sismique de conception. Cela signifierait des réparations plus importantes, une période d'inexploitation possible après l'événement sismique de conception et des blessures potentielles aux occupants du bâtiment.

2.0 **DONNÉES DE CONCEPTION/DOCUMENTATION EXISTANTE**

Les documents suivants étaient disponibles pour notre examen :

- Dessins de structure fournis par le MAECI, préparés par le Consortium CRS, en date du 11 mai 1984.
- Examen sismique rapide fourni par le MAECI, préparé par SNC Lavalin, en date du 3 juin 2006.
- Rapport géotechnique fourni par le MAECI, préparé par Dessau, en date d'avril 2008.
- Rapport géotechnique préparé par Golder Associates, en date d'avril 2011.

Dans l'évaluation précédente, un site sismique de classe C a été supposé. Cependant, le rapport préparé par Golder Associates recommandait d'utiliser un site sismique de classe A. Le tableau 1 présente la classe de site sismique et les valeurs d'accélération

spectrale de conception utilisées. Les accélérations spectrales de conception fournies dans le tableau 1 comprennent les facteurs F_a et F_v .

Tableau 1 : Données sur les aléas sismiques

Classe de site	C	A
F_a	1	0,8
F_v	1,3	0,8
Période spectrale	Accélération spectrale de conception	Accélération spectrale de conception
0,2	1,263	1,01
0,5	1,263	0,804
1	0,672	0,414
2	0,373	0,23
PGA	0,545	0,436

La courbe d'aléa sismique de conception pour les coordonnées d'accélération spectrale fournies par le site de classe C et le site de classe A du MAECI est présentée à la figure 1.

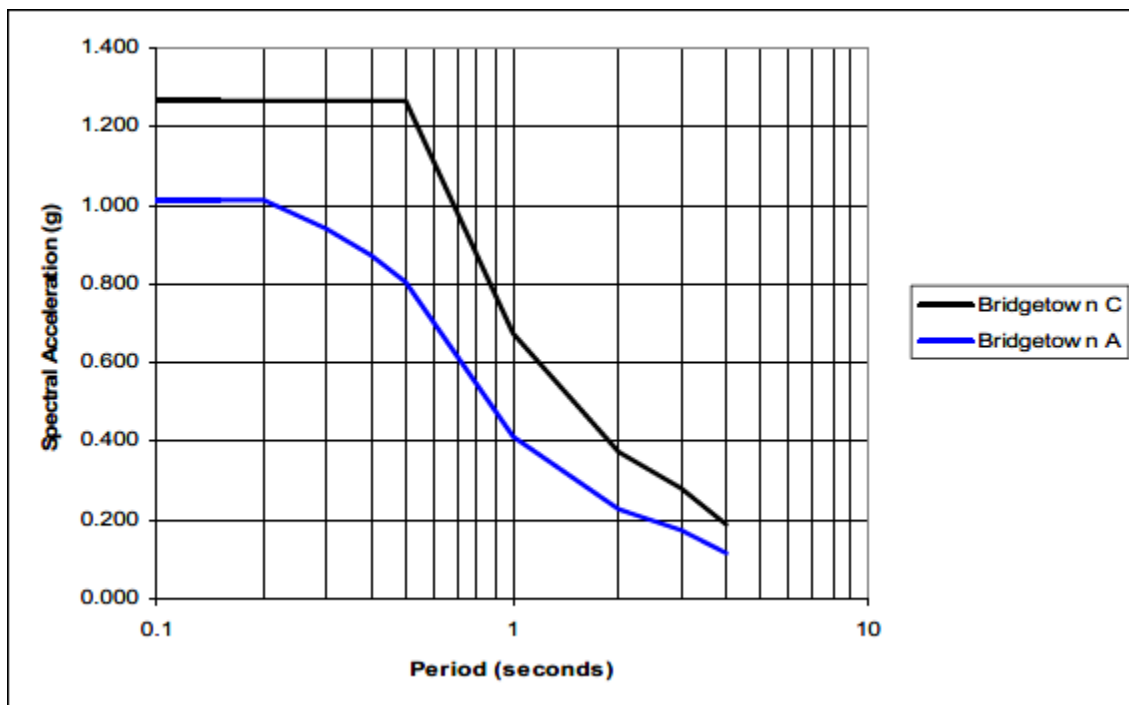


Figure 1 : Courbe d'aléa sismique – Bridgetown (Barbade)

3.0 PROCÉDURE D'ANALYSE

Le haut-commissariat à Bridgetown a été analysé et évalué d'après le CNBC 2010. Le SRFS a été évalué en utilisant la procédure d'analyse dynamique, telle que décrite dans le CNBC 2010. Un modèle tridimensionnel du haut-commissariat a été élaboré pour

compléter l'analyse requise. Le cisaillement à la base déterminé par l'analyse dynamique a été calibré pour être égal à 80 % du cisaillement à la base de la procédure du calcul des forces statiques équivalentes (Equivalent Static Force Procedure – ESFP) comme décrit dans le CNBC 2010. Les principaux paramètres utilisés pour réaliser l'ESFP sont décrits ci-dessous : les paramètres de la présente réévaluation qui diffèrent de ceux de l'évaluation précédente sont présentés sous forme de tableau.

- Les facteurs de sur-résistance et de ductilité des matériaux, R_d et R_o , ont été pris respectivement à 1,5 et 1,3 pour la construction conventionnelle des charpentes contreventées.
- Conformément au paragraphe 4.1.8.11 3), la période de la structure a été calculée comme suit :
 - pour la structure de la charpente contreventée en acier : $T_a = 0,025 (h_n)$, $T_a = 0,18$ seconde;
 - les périodes calculées à partir de l'analyse dynamique étaient $T_y = 0,53$ s dans la direction Y et $T_x = 0,51$ dans la direction X;
 - selon le CNBC 4.1.8.11 3d), T_a ne doit pas être supérieur à $2 (0,18 \text{ sec}) = 0,36 \text{ sec}$;
 - les accélérations spectrales de conception basées sur une période maximale du premier mode de 0,36 sec sont présentées dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2 : Accélérations spectrales de conception

Classe de site	$S(T_a)$
C	1,263
A	0,9

- Conformément au paragraphe 4.1.8.11 5), le facteur de mode le plus élevé, M_v , a été choisi comme égal à 1,0.
- Le facteur d'importance, I_E , conformément au mandat du MAECI, a été choisi comme égal à 1,0 ou 1,5, comme indiqué respectivement pour l'occupation normale et l'OI.
- Le poids total du bâtiment a été estimé à 3 980 kN.
- Le cisaillement statique équivalent à la base a été calculé comme suit :

$$V_{\max} = (2/3) S(0,2) I_e W / (R_d R_o), V_{\max} = 1\ 719 \text{ kN}$$

Tableau 3 : Résultats du cisaillement à la base

Classe de site	Cisaillement à la base (kN)	80 % du cisaillement à la base (kN)
C ($I = 1,0$)	1 719	1 375
A ($I = 1,0$)	1 375	1 100
A ($I = 1,5$)	2 062	1 650

Les résultats de l'ESFP, comme indiqué ci-dessus, ont été utilisés pour calibrer les résultats de l'analyse dynamique de la structure. Conformément à la portée des services fournis par le MAECI, une analyse dynamique linéaire a été réalisée pour la structure. Les cisaillements de base pondérés résultant de l'analyse dynamique ont été pondérés de manière à correspondre à 80 % du cisaillement de base de l'ESFP, tel que précisé pour les structures régulières au paragraphe 4.1.8.12 6).

Tableau 4 : Résultats du cisaillement dynamique à la base pour le site de classe A

Facteur d'importance	Cisaillement dynamique à la base (kN)
$I_E = 1,5$	1 680
$I_E = 1,0$	1 125

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée en utilisant la méthode du spectre de réponse modale. Les formes et les fréquences des modes dynamiques de la structure ont été calculées et les six premières périodes sont présentées dans le tableau 5 ci-dessous.

Tableau 5 : Formes et fréquences des modes dynamiques

Charpentes contreventées en acier	
Mode	Période (sec.)
1	0,53
2	0,51
3	0,34
4	0,21
5	0,20
6	0,13

Le premier mode a une participation de masse dans la direction Y de 93 % et le second mode a une participation de masse dans la direction X de 92 %. Ces valeurs atteignent ou dépassent la quantité minimale de 90 % de participation de masse recommandée dans le commentaire J des commentaires structurels du CNBC 2010.

Pour tenir compte de la torsion, les charges latérales dans l'analyse statique et dynamique équivalente ont été appliquées à une excentricité de 5 % par rapport au centre de masse, comme précisé à l'alinéa 4.1.8.12 4) b) du CNBC 2010.

Pour cette réévaluation, les éléments de contreventement ont été considérés comme des éléments « à traction seulement », ce qui reflète la faiblesse relative des contreventements minces à compression par rapport à la traction. Dans une analyse « traction seulement », on suppose que les contreventements à compression ont cédé et sont devenus inefficaces, laissant uniquement les contreventements à traction pour supporter les charges latérales. Cela a pour effet d'augmenter les charges des

contreventements et des poteaux. Cette méthode d'analyse modélise plus précisément le mode de défaillance réel du SRFS.

Les propriétés des matériaux des charpentes contreventées ont été tirées des dessins de structure (Consortium CRS, 1984), les valeurs utilisées dans l'analyse et l'évaluation sont présentées dans le tableau 6 ci-dessous.

Tableau 6 : Propriétés des matériaux

Matériel	Propriété	Valeur
Acier de construction creux	f_y	350 MPa
	E_s	200 000 MPa
Acier de construction	f_y	300 MPa
	E_s	200 000 MPa
Boulons	F_u	830 MPa

4.0 RÉSULTATS DE L'ÉVALUATION

Les calculs structurels ont été effectués en conformité générale avec le CNBC 2010 et les codes de matériaux qui y sont mentionnés.

Les combinaisons et facteurs de charge suivants ont été pris en compte, comme prescrit dans le CNBC 2010 :

- 1,0 D + 0,5 L + 1,0 E

4.1 Analyse des éléments de construction

Le SRFS du haut-commissariat à Bridgetown consiste en des charpentes contreventées composées de poteaux en APCC et de poutres en W avec des contreventements diagonaux en forme de L.

Les forces latérales produites par un événement sismique sont appliquées à la structure au centre de masse et sont fonction du déplacement (accélération) et du poids inertiel de la structure.

Ces forces latérales suivent une voie de transmission des charges depuis les diaphragmes du plancher ou du toit de la structure jusqu'aux fondations en passant par le SRFS.

La capacité de résistance au cisaillement des diaphragmes du toit et du deuxième étage a été évaluée comme suit.

4.2 Diaphragmes

Les résultats de la réévaluation des diaphragmes du toit et du deuxième étage sont relativement inchangés par rapport à l'analyse initiale. Toutefois, les lacunes sont énumérées ci-dessous en détail, afin que le MAECI en ait une compréhension approfondie. On présente également les mesures d'atténuation possibles qui pourraient être mises en œuvre.

Le diaphragme du toit est constitué d'un tablier en acier de calibre 22 avec des cannelures de 33 mm de hauteur. Le tablier en acier est poinçonné tous les 450 mm et soudé aux solives avec un espacement entraxe de 450 mm. Le diaphragme du deuxième étage est constitué d'un tablier en acier de calibre 22 avec des cannelures de 33 mm de hauteur et une chape de béton de 50 mm sur le tablier en acier. Le tablier en acier est poinçonné tous les 600 mm et soudé à un espacement entraxe de 600 mm. Ce modèle d'assemblage n'est pas un modèle acceptable pour le transfert des charges latérales. Les producteurs canadiens de diaphragmes pour tabliers en acier ne tiennent pas compte des modèles dont l'espacement entre les soudures est supérieur à 300 mm lorsqu'ils établissent les capacités tabulées des tabliers en acier. L'augmentation de cet espacement réduit la rigidité de l'élément et sa capacité de cisaillement.

Aux fins du présent rapport, les cisaillements résultants des charges appliquées ont été comparés à un diaphragme de tablier en acier avec un espacement des soudures de 300 mm et une chape de béton de 65 mm, car il existe des données tabulées pour ce cas. Les résistances estimées des diaphragmes du tablier en acier ont été tirées des valeurs tabulées incluses dans le document « Design of Steel Deck Diaphragms » (3^e édition) de l'Institut canadien de la tôle d'acier pour le bâtiment (ICTAB).

En raison de la chape de béton sur le diaphragme du deuxième étage, il est possible que ce dernier ait une capacité adéquate pour transférer les forces de cisaillement des charges latérales.

Ouvertures du diaphragme

Le deuxième étage et le toit comportent tous deux une grande ouverture de diaphragme centrale et deux ouvertures plus petites de chaque côté. Au deuxième étage, les deux plus petites ouvertures sont encadrées par deux poutres et une étroite bande de tablier, tandis qu'au niveau du toit, les ouvertures sont encadrées par quatre poutres. Ces ouvertures posent un problème à la fois pour le transfert du cisaillement et pour le développement de l'action de la membrure au périmètre du diaphragme.

Le risque associé à ces lacunes est que l'assemblage entre les parties centrales du tablier entourant les ouvertures se rompe (soit les poutres, soit les bandes de tablier).

En cas de défaillance de ces éléments, le tablier pourrait s'effondrer, ce qui menacerait potentiellement la vie des occupants du bâtiment.

Le mécanisme de rupture touchant les diaphragmes sera assez complexe et dépendra de la direction des ondes sismiques et d'autres facteurs. Néanmoins, il existe un risque que des portions du tablier subissent des forces très élevées concentrées dans des bandes étroites en raison de la présence des ouvertures. Ces forces exerceront de fortes pressions sur les poutres et le tablier en béton/le tablier du toit qui dépasseront très probablement localement la résistance des matériaux. Il en résultera éventuellement des défaillances localisées de la surface du plancher/du toit et/ou des changements radicaux dans la performance globale du diaphragme, ce qui le rendra plus flexible. Ce changement entraînera une augmentation des déplacements globaux de la structure, en particulier de la partie centrale du bâtiment. Cela crée en outre un risque de défaillances localisées de certaines parties des étages et des surfaces du toit dans la partie centrale du bâtiment.

Élément de la membrure périphérique

L'élément de la membrure périphérique existante consiste en une cornière de 89 mm x 50 mm x 3 mm. Cet élément n'a pas la capacité suffisante pour transférer les forces de compression et de traction du diaphragme au SRFS.

En outre, l'élément de la membrure périphérique n'est pas continu et, en raison des grandes ouvertures dans le tablier, il existe plusieurs endroits où il n'est pas possible de transférer les charges de cisaillement requises à travers le tablier aux éléments de la membrure.

Le risque associé à cette lacune est l'incapacité du diaphragme global à se comporter comme un corps rigide et un transfert inadéquat des forces d'inertie du toit au SRFS. Ces lacunes entraîneront probablement d'importants déplacements locaux, ce qui augmentera le risque d'effondrement localisé ou de dommages importants à certaines parties de la structure. Les critères d'OI ne seraient pas respectés et les critères de sécurité des personnes ne seraient pas entièrement respectés.

Assemblages du diaphragme et transfert de charge

Le diaphragme du deuxième étage devrait avoir une capacité adéquate pour transférer les forces latérales dans le SRFS grâce à l'appui du diaphragme sur les poteaux et les assemblages existants. Cela est dû, en partie, à la chape de béton qui ajoute une surface d'appui supplémentaire entre le diaphragme et les poteaux.

Le diaphragme de toit existant n'a pas une capacité suffisante pour transférer les forces de cisaillement au SRFS, en particulier autour des ouvertures du diaphragme, où la largeur est réduite et où le diaphragme est relié à des poutres en acier légères. Le transfert de charge à

travers le diaphragme dépend de la capacité des assemblages de la membrane. Ces assemblages comprennent : l'assemblage du tablier aux solives et des solives à la poutre, en particulier l'assemblage des solives aux éléments de la membrure périphérique et aux poutres dans les emplacements des travées contreventées. Ces détails d'assemblage ne sont pas indiqués sur les dessins de structure et n'ont pas été observés lors de la visite du site. La défaillance des assemblages du diaphragme pourrait entraîner le déplacement du toit; par conséquent, toute mesure d'atténuation du tablier devrait comprendre une inspection approfondie des assemblages. S'il s'avère que les assemblages ont une capacité inadéquate, des mesures d'atténuation seraient nécessaires pour en augmenter la capacité.

La défaillance et l'effondrement potentiels d'une partie seulement du diaphragme constituent une menace pour les occupants du bâtiment et doivent donc être traités très sérieusement. Les options possibles pour remédier aux lacunes du diaphragme comprennent le remplissage de certaines ouvertures du tablier, l'utilisation de contreventements horizontaux pour stabiliser les ouvertures du tablier et l'ajout de nouveaux éléments de membrure pour stabiliser le diaphragme.

4.3 Poteaux en APCC

Pour évaluer les exigences sismiques sur les éléments des poteaux en APCC dans le SRFS, on a supposé que les forces sismiques pouvaient être transférées au SRFS à partir de diaphragmes en acier.

Les poteaux sont référencés en fonction de leur numéro de travée contreventée, comme indiqué sur la figure 2. Les capacités de l'acier de construction ont été évaluées conformément à la norme CAN/CSA S16-01 Limit States Design of Steel Structures (Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier).

La capacité axiale de la section en acier a été calculée pour la compression (C_r) et la traction (T_r), respectivement, conformément à la sous-section 13.3.1 de la norme CAN/CSA S16-01 Limit States Design of Steel Structures (Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier), comme suit :

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

$$\lambda = \frac{Kl}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

$$T_r = \phi A_g F_y$$

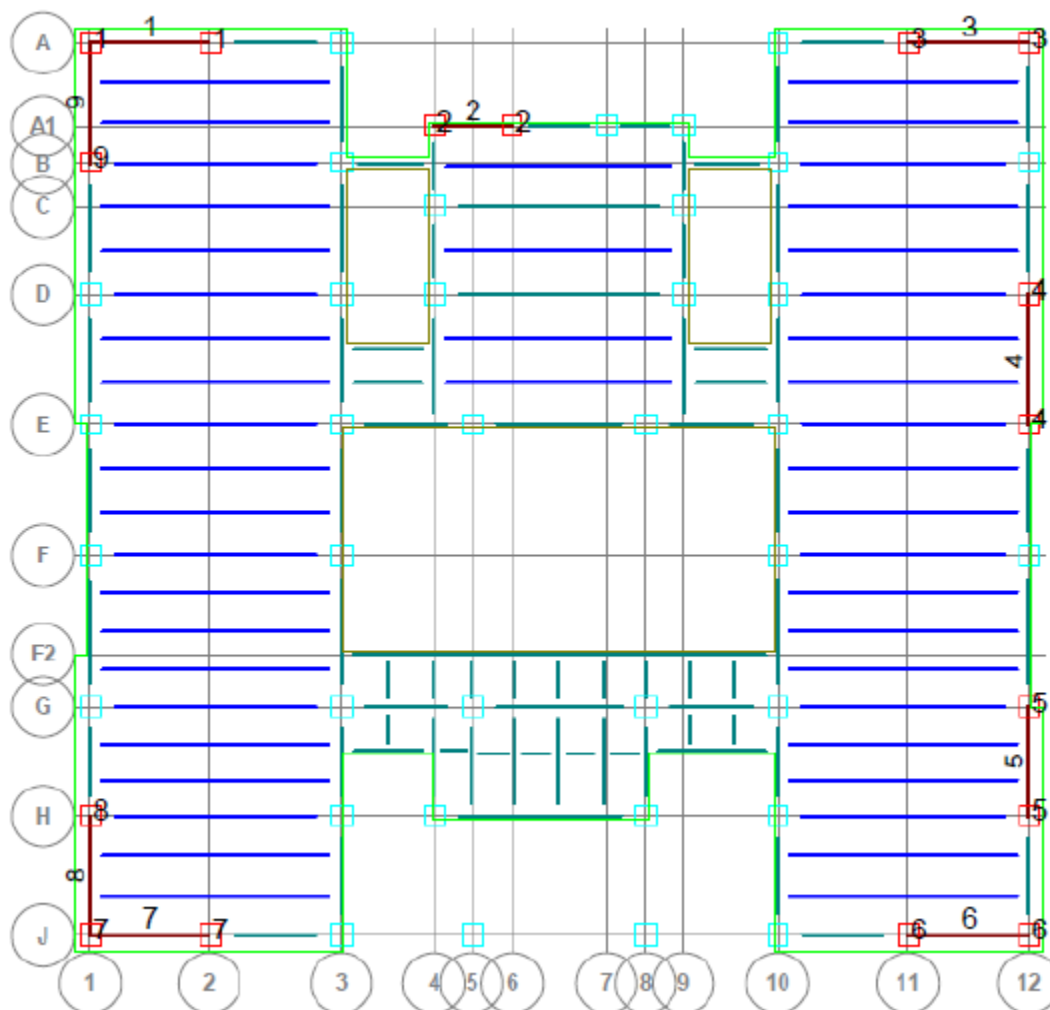


Figure 2 : Emplacements des charpentes contreventées (deuxième étage et toit)

Le tableau 7 montre les rapports maximaux de demande/capacité pour les poteaux dans chacune des charpentes contreventées, fondés sur les forces de contreventement requises avec un $R_d R_o$ pris égal à 1,3 (paragraphe 4.1.8.12 7 du CNBC). Les rapports demande/capacité n'ont pas été calculés d'après la capacité nominale des contreventements, car ceux-ci n'ont pas la capacité adéquate pour transférer les charges de conception (voir la section 6.5). Les rapports demande/capacité supérieurs à 1 indiquent que les poteaux ont une capacité insuffisante pour la charge sismique de conception.

Tableau 7 : Rapports demande/capacité pour les poteaux en APCC

N° de la charpente contreventée	Étage	Occupation	
		normale $l = 1,0$	Occupation immédiate $l = 1,5$
1	Toit – 2 ^e	0,46	0,66
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,11	1,62
2	Toit – 2 ^e	0,28	0,40
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,71	1,02

3	Toit – 2 ^e	0,37	0,55
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,97	1,43
4	Toit – 2 ^e	0,50	0,72
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,24	1,78
5	Toit – 2 ^e	0,51	0,73
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,29	1,85
6	Toit – 2 ^e	0,46	0,66
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,15	1,68
7	Toit – 2 ^e	0,46	0,67
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,15	1,67
8	Toit – 2 ^e	0,48	0,69
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,23	1,77
9	Toit – 2 ^e	0,47	0,68
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,22	1,76

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 2 pour l'emplacement des poteaux.

Comme le montre le tableau 7 pour une occupation normale ($I = 1,0$), les rapports demande/capacité varient de 0,28 à 1,29 pour les poteaux analysés. Les poteaux du rez-de-chaussée au deuxième étage ont des rapports demande/capacité plus élevés que ceux du deuxième étage au toit. Les rapports demande/capacité pour sept (7) des dix-huit (18) poteaux sont supérieurs à 1,0, avec sept (7) des neuf (9) poteaux du rez-de-chaussée en surcharge. Compte tenu des faibles niveaux de surcharge et du nombre de poteaux concernés, ces surcharges n'influenceraient probablement pas de façon significative les performances de la structure.

Les rapports demande/capacité des poteaux pour la condition d'OI ($I = 1,5$) varient de 0,4 à 1,85, tous les poteaux du rez-de-chaussée étant en surcharge. Les rapports demande/capacité indiquent que les poteaux seraient probablement endommagés pendant l'événement sismique de conception et pourraient ne pas répondre aux exigences d'OI; cependant, il est possible qu'ils soient encore capables de supporter les charges de gravité à ces niveaux de surcharge sans se briser.

4.4 Poutres en acier

Les éléments horizontaux des charpentes contreventées dans le haut-commissariat à Bridgetown sont constitués de poutres en acier. L'évaluation précédente a indiqué que les poutres en acier ont une capacité adéquate pour une occupation normale et de protection civile. D'après la capacité requise des contreventements, les forces de la poutre ont été calculées avec $R_d R_o = 1,3$. Les rapports demande/capacité pour les poutres en acier situées dans les travées contreventées sont présentés dans le tableau 8.

L'emplacement de ces poutres sur le plan d'étage est illustré à la figure 2.

Tableau 8 : Rapports demande/capacité pour les poutres en acier

Poutre‡	Étage	Rapport demande/capacité $I = 1,0^{\dagger}$	Rapport demande/capacité $I = 1,5^{\dagger}$
1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,30	0,45
2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,30	0,45
3	2 ^e – rez-de-chaussée	0,16	0,23
4	2 ^e – rez-de-chaussée	0,36	0,53
5	2 ^e – rez-de-chaussée	0,35	0,53
6	2 ^e – rez-de-chaussée	0,34	0,52
7	2 ^e – rez-de-chaussée	0,35	0,52
8	2 ^e – rez-de-chaussée	0,35	0,53
9	2 ^e – rez-de-chaussée	0,35	0,53
1	Toit – 2 ^e	0,23	0,29
2	Toit – 2 ^e	0,23	0,29
3	Toit – 2 ^e	0,13	0,15
4	Toit – 2 ^e	0,23	0,35
5	Toit – 2 ^e	0,24	0,36
6	Toit – 2 ^e	0,23	0,34
7	Toit – 2 ^e	0,23	0,34
8	Toit – 2 ^e	0,23	0,34
9	Toit – 2 ^e	0,23	0,34

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 2 pour l'emplacement des poutres.

Les rapports demande/capacité pour les poutres sont tous inférieurs à 1. Les poutres ont probablement suffisamment de sur-résistance et de ductilité pour permettre les déformations inélastiques requises par l'événement sismique de conception. Les rapports demande/capacité indiquent que les poutres ont une capacité suffisante pour les deux scénarios de conception. Aucun détail n'est fourni pour les assemblages poutre-poteau, de sorte que l'adéquation de l'assemblage ne peut être commentée.

4.5 Entretoises diagonales

Les entretoises diagonales dans le SRFS sont des profilés L76 x 76 x 6,4 dans les charpentes 1 et 3-9 et des profilés L51 x 51 x 6,4 dans la charpente 2. Les capacités des entretoises ont été calculées conformément à la norme CAN/CSA S16-01 Limit States Design of Steel Structures (Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier), comme suit :

Sous-section 13.2 a) : $\text{Min} (T_r = \Phi A_g F_y, T_r = \Phi A_n F_u)$

La capacité de traction est fondée uniquement sur la résistance de l'élément, car aucun détail d'assemblage n'a été fourni pour l'analyse. La résistance de l'assemblage doit être conçue pour résister à environ 1,1 fois la résistance de l'entretoise afin de s'assurer que la rupture se produise dans cette dernière.

L'élancement de chacun des éléments de contreventement diagonaux a été vérifié, conformément au paragraphe 4.4.3.1.4 de la norme ASCE/SEI 31-03 et aucun des éléments de contreventement ne se situait dans la plage autorisée pour supporter les forces de compression. Pour cette raison, les contreventements sont considérés comme des éléments à traction pure. Le logiciel d'analyse structurelle utilisé pour cette analyse (Bentley – RAM structural analysis V8) a été mis à jour et offre maintenant la possibilité d'utiliser un algorithme non linéaire pour suivre les éléments à traction seulement lors de la résolution du modèle structurel sous les charges latérales appliquées. Cette option d'analyse n'était pas disponible lors de l'analyse initiale.

Les rapports demande/capacité pour les entretoises diagonales en acier à traction sont indiqués dans le tableau 9, qui montre que les rapports demande/capacité pour les contreventements à traction varient de 0,80 à 1,6 pour une occupation normale ($I = 1,0$), 15 des 18 contreventements étant soumis à une contrainte excessive. Les rapports demande/capacité pour l'OI ($I = 1,5$) varient de 1,1 à 2,4, tous les rapports demande/capacité des contreventements étant supérieurs à 1,0.

Tableau 9 : Rapports demande/capacité pour les entretoises diagonales à traction

N° de la travée contreventée‡	Étage	Rapport demande/capacité†	
		Rapport demande/capacité $I = 1,0^{\dagger}$	Rapport demande/capacité $I = 1,5^{\dagger}$
1	2 ^e – rez-de-chaussée	1,3	2,0
2	2 ^e – rez-de-chaussée	1,3	2,0
3	2 ^e – rez-de-chaussée	1,2	1,8
4	2 ^e – rez-de-chaussée	1,5	2,3
5	2 ^e – rez-de-chaussée	1,6	2,4
6	2 ^e – rez-de-chaussée	1,5	2,3
7	2 ^e – rez-de-chaussée	1,5	2,3
8	2 ^e – rez-de-chaussée	1,6	2,3
9	2 ^e – rez-de-chaussée	1,6	2,3
1	Toit – 2 ^e	0,9	1,3
2	Toit – 2 ^e	0,8	1,3
3	Toit – 2 ^e	0,8	1,1
4	Toit – 2 ^e	1,0	1,5
5	Toit – 2 ^e	1,1	1,6
6	Toit – 2 ^e	1,0	1,5
7	Toit – 2 ^e	1,0	1,5
8	Toit – 2 ^e	1,0	1,5
9	Toit – 2 ^e	1,0	1,5

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 2 pour l'emplacement des charpentes contreventées.

L'ampleur des surcontraintes pour le niveau de performance d'occupation normale indique que les contreventements seront endommagés, en particulier entre le rez-de-chaussée et le deuxième étage. Il est possible que les éléments de contreventement subissent des

dommages et fléchissent, ce qui augmenterait la durée de la période structurelle et permettrait de réduire les charges sismiques globales. Bien que les rapports demande/capacité indiquent que les éléments de contreventement sont soumis à une contrainte excessive, on ne peut pas dire avec certitude qu'ils céderaient entièrement.

Si l'assemblage entre les contreventements et les poteaux est insuffisant, il est probable que l'assemblage se rompe sous les charges de conception, rendant le contreventement inefficace. La perte des assemblages de contreventement rendrait les charpentes contreventées inefficaces et entraînerait le transfert de charges supplémentaires vers d'autres travées contreventées. Si tous les assemblages se rompent, la structure commence à se comporter comme une pseudostructure de charpente résistant au moment. Le comportement de cette structure évoluerait vers de grands déplacements, ce qui laisserait présager des dommages plus importants et un éventuel effondrement localisé.

Pour le niveau de performance d'IO, les surcontraintes sont suffisamment importantes pour provoquer la rupture des contreventements. Ces surcontraintes, jusqu'à 2,4, entraîneraient très probablement la rupture des assemblages de contreventement, ce qui augmenterait les charges latérales dans les poteaux et constituerait une menace pour les occupants du bâtiment.

4.6 Fondations

La capacité de soulèvement des fondations s'est avérée être d'environ 30 kN. Cette capacité a été trouvée en considérant la charge permanente associée à chaque semelle supportant les poteaux contreventés. Les charges permanentes tiennent compte du poids de la semelle en béton, d'une partie de la semelle filante qui s'étend entre les semelles individuelles, d'une partie du mur en blocs de béton soutenu par les semelles filantes et de tout sol engagé par les semelles dans le soulèvement. La force de soulèvement déterminante sous l'événement sismique de conception s'est avérée être d'environ 285 kN pour l'occupation normale et 430 kN pour l'occupation immédiate. Le soulèvement a été calculé en utilisant $R_d R_o = 1,3$. Bien que cela indique qu'il y a un soulèvement sur les travées contreventées, l'ampleur du soulèvement, 255 kN à 400 kN, est facilement surmonté en utilisant des ancrages au roc ou des systèmes d'arrimage similaires disponibles dans le commerce.

4.7 Limites de transfert de charge et de dérive

Le CNBC précise que, pour le calcul sismique des travées contreventées conventionnelles, les assemblages doivent être conçus soit pour la charge sismique multipliée par R_d (1,5), soit pour la limite d'élasticité probable de l'élément ($1,1 \times F_y$). Les détails de l'assemblage des éléments du SRFS (diaphragmes, contreventements, poteaux et poutres) ne sont pas connus. La performance adéquate du SRFS pour assurer la sécurité des personnes exige

que les assemblages restent fonctionnels. Par conséquent, pour déterminer pleinement la performance du SRFS et les éventuelles mesures d'atténuation requises, il faut déterminer les détails de l'assemblage. Hormis les assemblages de diaphragme abordés dans la section 4.2, les assemblages critiques du SRFS se situent entre les éléments de contreventement et les poteaux, les poutres et les poteaux, et les poteaux et les fondations. D'après les photographies prises lors de la visite des lieux, l'assemblage entre le contreventement et le poteau semble constitué de 3 boulons A325 M de 22 mm de diamètre, avec une capacité de cisaillement de 106 kN/boulon. Ces boulons auraient une capacité de cisaillement approximative de 318 kN pour transférer les forces sismiques. L'assemblage entre le poteau et la plaque de base consiste en des boulons d'ancrage de 2 3/4 po d'une capacité de 280 kN. Cet assemblage a une capacité adéquate pour les charges d'occupation normale du poteau, mais est inadéquat pour le niveau de charge de protection civile.

Le CNBC précise des limites de dérive de $0,025 h_s$ pour les bâtiments d'occupation normale et de $0,01 h_s$ pour les bâtiments d'OI. Les déplacements moyens des étages ont été déterminés comme étant d'environ 45 mm et 61 mm pour le toit et le deuxième étage, respectivement (en supposant que le diaphragme reste rigide). Ces déplacements se situent dans les limites de 85 mm et 90 mm, respectivement, pour le toit et le deuxième étage, pour des bâtiments d'occupation normale. Les déplacements des étages dépassent les limites de 34 mm et 36 mm, respectivement, pour le toit et le deuxième étage, pour les bâtiments de protection civile. Les limites de dérive sont fixées pour limiter les dommages causés par les déplacements. Les valeurs de dérive supérieures à celles recommandées indiquent qu'à moins que les déplacements ne soient réduits, la structure n'atteindra probablement pas le niveau de performance d'OI. On s'attend à ce que, si le diaphragme perd sa capacité rigide, les déplacements soient plus importants que les valeurs calculées ci-dessus, en particulier dans la direction du diaphragme faible.

5.0 RECOMMANDATIONS

Les recommandations décrites ci-dessous sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- une excentricité de 5 %;
- la période maximale autorisée de la structure a été limitée à 2 x la période de l'équation du code;
- un cisaillement à la base dynamique calibré pour être égal à 80 % du cisaillement à la base calculé à l'aide de l'ESFP;
- les contreventements étaient considérés comme des éléments à traction seulement;
- les forces de contreventement sont calculées en utilisant $R_d R_o = 1,5 \times 1,3$;
- les forces des poteaux, des poutres, des diaphragmes et des assemblages ont été calculées en utilisant $R_d R_o = 1,0 \times 1,3$;
- le déplacement et la dérive ont été calculés en utilisant $R_d R_o = 1,0 \times 1,0$.

Il est recommandé de réaménager la chancellerie de Bridgetown pour qu'elle puisse atteindre un niveau d'occupation normal. L'objectif de la modernisation serait de préserver la sécurité des occupants du bâtiment, tout en limitant les dommages à la structure et en réduisant le temps d'arrêt possible après un événement sismique.

Les étapes suivantes sont recommandées pour la suite du projet :

- 1) Après l'examen et l'approbation du MAECI, JLR procédera à la composante 2 du projet : une nouvelle analyse des options et l'élaboration de stratégies de modernisation.
- 2) Élaborer un modèle non linéaire à analyser à l'aide de techniques d'analyse de l'historique temporel. Un modèle non linéaire est nécessaire pour modéliser les amortisseurs à friction, mais il sera également utile lors de l'examen du comportement non linéaire des éléments dans toutes les approches de modernisation.
- 3) Évaluer les trois stratégies de modernisation indiquées par le MAECI : remplacer les éléments de contreventement existants ou ajouter à ceux-ci soit a) des contreventements conventionnels, b) des contreventements limitant le flambement ou c) des amortisseurs à friction.
- 4) Évaluer les répercussions des stratégies de modernisation des contreventements sur le diaphragme du toit. Les lacunes du diaphragme doivent être atténuées par les contreventements dans la mesure du possible.
- 5) Élaborer des stratégies de modernisation pour tous les éléments du SRFS pour chaque stratégie de modernisation de manière suffisamment détaillée (y compris les dessins préliminaires) pour déterminer le coût approximatif de la mise en œuvre.
- 6) Déterminer le calendrier et l'approche pour mettre en œuvre la stratégie de modernisation en s'inspirant des besoins opérationnels de la mission.

6.0 RÉSUMÉ ET CONCLUSIONS

Une nouvelle analyse de la chancellerie de Bridgetown fondée sur les résultats de l'étude géotechnique a été effectuée. Il a été déterminé que le bâtiment ne répondrait probablement pas aux objectifs de performance d'OI. Même si les forces sismiques ont été réduites de 20 %, les résultats de l'analyse restent similaires à ceux de l'étude précédente. La configuration du diaphragme avec des ouvertures importantes et une contrainte horizontale minimale empêche le transfert du cisaillement vers le SRFS et les éléments de la membrure périphérique. Cette lacune présente un risque pour la sécurité des occupants du bâtiment, car, en cas de défaillance des éléments du tablier, des parties de celui-ci pourraient s'effondrer.

Les poteaux et les contreventements du SRFS n'ont pas une capacité suffisante pour résister aux forces sismiques de conception. Les rapports demande/capacité pour la condition d'occupation normale dans la fourchette de 1,5 indiquent que ces éléments seraient probablement endommagés, tandis que les rapports demande/capacité supérieurs à 2 pour le niveau d'OI indiquent que les éléments peuvent céder.

De plus, le soulèvement reste un problème pour les éléments de fondation. La capacité des éléments de fondation à résister au renversement est bien inférieure aux charges de renversement de conception. Enfin, les dérives d'étage dépassent les limites pour les bâtiments d'OI.

Bien que ces lacunes soient graves, en particulier les diaphragmes, l'ampleur des surcontraintes, combinée à la construction de la chancellerie elle-même, offre une variété d'approches de modernisation réalisables. Il est recommandé que ce projet passe à la composante d'analyse des options. Il existe plusieurs options possibles pour la modernisation de la structure de la chancellerie, qui pourraient être mises en œuvre rapidement, économiquement et avec un minimum de perturbations tout en améliorant la performance parasismique de la structure et en augmentant considérablement la sécurité des occupants du bâtiment.

Le présent rapport a été préparé pour le client nommé, dans le but indiqué, pour l'établissement nommé. Ses discussions et conclusions sont de nature sommaire et ne peuvent être correctement utilisées, interprétées ou étendues à d'autres fins sans une compréhension et des discussions détaillées avec le client quant à l'objectif, la portée et les limites de son mandat. Le rapport a été préparé pour le seul bénéficiaire et l'usage du MAECI et ne peut être utilisé ou invoqué par aucune autre partie sans le consentement écrit exprès de J.L. Richards & Associates Limited. Le rapport est protégé par le droit d'auteur et ne peut être reproduit ou utilisé, autrement que par le MAECI dans le but indiqué, sans le consentement écrit exprès de J.L. Richards & Associates Limited.

Rédigé par :

Examiné par :

J.L. RICHARDS & ASSOCIATES LIMITED



Jennifer A. Stephenson, ing.



John R. Elliot, ing.

ANNEXE A

COMPARAISON DES RAPPORTS DEMANDE/CAPACITÉ ACTUALISÉS AVEC LES VALEURS DU RAPPORT INITIAL

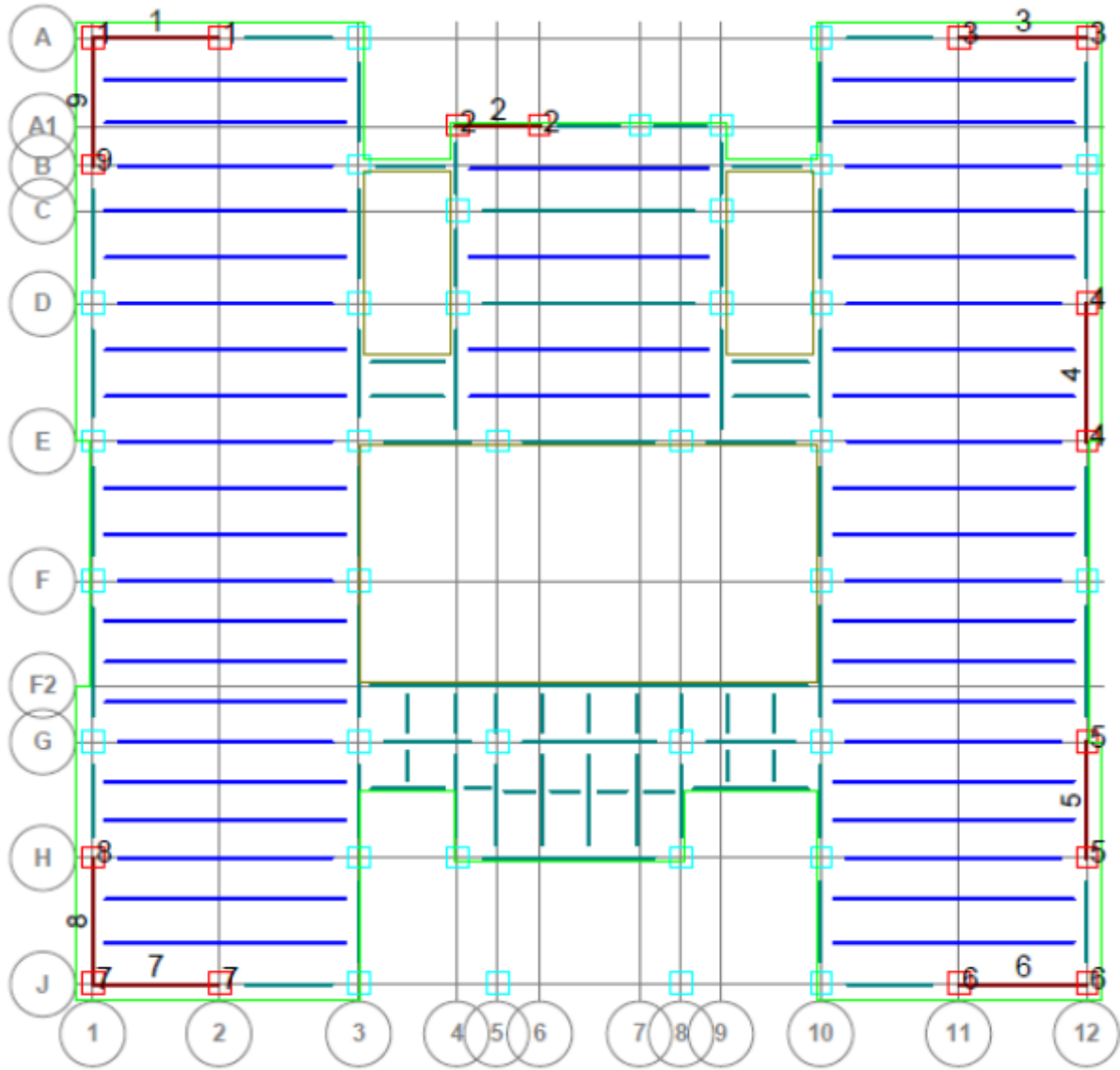


Figure 1 : Emplacements des charpentes contreventées (2^e étage et toit)

Tableau 1 : Rapports demande/capacité d'origine pour les poteaux en APCC

N° de la charpente contreventée [‡]	Étage	Rapport demande/capacité I = 1,0 [†]	Rapport demande/capacité I = 1,5 [†]
1	Toit – 2 ^e	0,38	0,59
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,06	1,71
2	Toit – 2 ^e	0,29	0,46
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,86	1,38
3	Toit – 2 ^e	0,38	0,59
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,11	1,75
4	Toit – 2 ^e	0,36	0,52
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,97	1,44
5	Toit – 2 ^e	0,36	0,53
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,04	1,55
6	Toit – 2 ^e	0,4	0,52
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,03	1,5
7	Toit – 2 ^e	0,4	0,52
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,98	1,51
8	Toit – 2 ^e	0,33	0,49
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,99	1,51
9	Toit – 2 ^e	0,34	0,53
	2 ^e – rez-de-chaussée	1,01	1,6

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 1 pour l'emplacement des poteaux.

Tableau 2 : Rapports demande/capacité actualisés pour le site de classe A pour les poteaux en APCC

N° de la charpente contreventée	Étage	Occupation normale (max) I = 1,0	Occupation immédiate (max) I = 1,5
1	Toit – 2 ^e	0,27	0,42
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,76	1,22
2	Toit – 2 ^e	0,21	0,33
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,61	0,98
3	Toit – 2 ^e	0,27	0,42
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,79	1,25
4	Toit – 2 ^e	0,26	0,37
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,69	1,03
5	Toit – 2 ^e	0,26	0,38
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,74	1,10
6	Toit – 2 ^e	0,29	0,37
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,73	1,07
7	Toit – 2 ^e	0,29	0,37
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,70	1,08

8	Toit – 2 ^e	0,24	0,35
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,71	1,08
9	Toit – 2 ^e	0,24	0,38
	2 ^e – rez-de-chaussée	0,72	1,14

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 1 pour l'emplacement des poteaux.

Tableau 3 : Rapports demande/capacité d'origine pour les poutres en acier

Poutre‡	Étage	Rapport demande/capacité l = 1,0†	Rapport demande/capacité l = 1,5†
1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02	S. O.
2	2 ^e – rez-de-chaussée	0	S. O.
3	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02	S. O.
4	2 ^e – rez-de-chaussée	0,16	S. O.
5	2 ^e – rez-de-chaussée	0,13	S. O.
6	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02	S. O.
7	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02	S. O.
8	2 ^e – rez-de-chaussée	0,15	S. O.
9	2 ^e – rez-de-chaussée	0,15	S. O.
1	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
2	Toit – 2 ^e	0	S. O.
3	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
4	Toit – 2 ^e	0,15	S. O.
5	Toit – 2 ^e	0,13	S. O.
6	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
7	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
8	Toit – 2 ^e	0,12	S. O.
9	Toit – 2 ^e	0,12	S. O.

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 1 pour l'emplacement des poutres.

Tableau 4 : Rapports demande/capacité actualisés pour le site de classe A pour les poutres en acier

1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,01	S. O.
2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,00	S. O.
3	2 ^e – rez-de-chaussée	0,01	S. O.
4	2 ^e – rez-de-chaussée	0,11	S. O.
5	2 ^e – rez-de-chaussée	0,09	S. O.
6	2 ^e – rez-de-chaussée	0,01	S. O.
7	2 ^e – rez-de-chaussée	0,01	S. O.
8	2 ^e – rez-de-chaussée	0,11	S. O.
9	2 ^e – rez-de-chaussée	0,11	S. O.
1	Toit – 2 ^e	0,06	S. O.
2	Toit – 2 ^e	0,00	S. O.

3	Toit – 2 ^e	0,06	S. O.
4	Toit – 2 ^e	0,11	S. O.
5	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
6	Toit – 2 ^e	0,06	S. O.
7	Toit – 2 ^e	0,06	S. O.
8	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
9	Toit – 2 ^e	0,09	S. O.
1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,01	S. O.

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 1 pour l'emplacement des poutres.

Tableau 5 : Rapports demande/capacité d'origine pour les entretoises diagonales à traction

N° de la travée contreventée‡	Étage	Rapport demande/capacité I = 1,0†	Rapport demande/capacité I = 1,5†
1	2 ^e – rez-de-chaussée	1,1	1,7
2	2 ^e – rez-de-chaussée	1,1	1,7
3	2 ^e – rez-de-chaussée	0,6	1,0
4	2 ^e – rez-de-chaussée	1,3	2,0
5	2 ^e – rez-de-chaussée	1,4	2,1
6	2 ^e – rez-de-chaussée	1,1	1,6
7	2 ^e – rez-de-chaussée	1,1	1,6
8	2 ^e – rez-de-chaussée	1,1	1,6
9	2 ^e – rez-de-chaussée	0,7	1,0
1	Toit – 2 ^e	1,7	2,6
2	Toit – 2 ^e	1,7	2,6
3	Toit – 2 ^e	1,0	1,5
4	Toit – 2 ^e	2,0	3,0
5	Toit – 2 ^e	2,1	3,1
6	Toit – 2 ^e	1,6	2,4
7	Toit – 2 ^e	1,6	2,4
8	Toit – 2 ^e	1,7	2,5
9	Toit – 2 ^e	1,1	1,7

† Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.

‡ Se reporter à la figure 1 pour l'emplacement des contreventements.

Tableau 6 : Rapports demande/capacité actualisés pour le site de classe A pour les entretoises diagonales à traction

N° de la travée contreventée‡	Étage	Rapport demande/capacité I = 1,0†	Rapport demande/capacité I = 1,5†
1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,8	1,2
2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,8	1,2
3	2 ^e – rez-de-chaussée	0,5	0,7
4	2 ^e – rez-de-chaussée	0,9	1,4
5	2 ^e – rez-de-chaussée	1,0	1,5
6	2 ^e – rez-de-chaussée	0,8	1,1

7	2 ^e – rez-de-chaussée	0,8	1,1
8	2 ^e – rez-de-chaussée	0,8	1,1
9	2 ^e – rez-de-chaussée	0,5	0,7
1	Toit – 2 ^e	1,2	1,9
2	Toit – 2 ^e	1,2	1,9
3	Toit – 2 ^e	0,7	1,1
4	Toit – 2 ^e	1,4	2,2
5	Toit – 2 ^e	1,5	2,2
6	Toit – 2 ^e	1,2	1,7
7	Toit – 2 ^e	1,2	1,7
8	Toit – 2 ^e	1,2	1,8
9	Toit – 2 ^e	0,8	1,2

† *Un rapport demande/capacité supérieur à 1 représente un état de surcharge.*

‡ *Se reporter à la figure 1 pour l'emplacement des contreventements.*