

**RAPPORT SUR
L'ÉVALUATION SISMIQUE DES PHASES I ET II
HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN (BARBADE)**

Novembre 2011

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

Consulting Engineers, Architects & Planners
864, place Lady Ellen
Ottawa (Ontario)
K1Z 5M2

JLR n° 23423-03

**RAPPORT SUR
L'ÉVALUATION SISMIQUE DE L'ASCE 31-03 DE PREMIER ET DE DEUXIÈME NIVEAU
HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN, BARBADE**

- TABLE DES MATIÈRES -

	<u>PAGE</u>
SOMMAIRE.....	iii

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Dessin d'implantation	3
Figure 2 : Courbe de risque sismique Bridgetown, site de classe C	10
Figure 3 : Diagramme d'interaction pour les poteaux en APCC	22
Figure 4 : Emplacement des poteaux (deuxième étage et toit)	24
Figure 5 : Emplacements des charpentes et des poutres contreventées (deuxième étage et toit).....	28

LISTE DES PHOTOGRAPHIES

Photographie n° 1 : Efflorescence des murs de fondation du sous-sol	5
Photographie n° 2 : Efflorescence des murs de fondation du sous-sol	5
Photographie n° 3 : Corrosion des éléments au niveau du sous-sol	6
Photographie n° 4 : Corrosion des éléments au niveau du sous-sol	6
Photographie n° 5 : Poteau et assemblage en acier de construction	7
Photographie n° 6 : Poteau et assemblage en acier de construction	7
Photographie n° 7 : Cloison de séparation en maçonnerie de béton non renforcée	8
Photographie n° 8 : Façade extérieure.....	8
Photographie n° 9 : Façade extérieure.....	9

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Données sur les aléas sismiques	10
Tableau 2 : Cisaillements d'étage	15
Tableau 3 : Formes et fréquences des modes dynamiques	16
Tableau 4 : Propriétés des matériaux.....	16
Tableau 5 : Rapports demande/capacité pour les poteaux en APCC	26
Tableau 6 : Rapports demande/capacité pour les poutres en acier	27
Tableau 7 : Rapports demande/capacité pour les entretoises diagonales en tension... ..	30
Tableau 8 – Résumé des options de modernisation	40

ANNEXES

ANNEXE A MÉTHODE D'ÉVALUATION SISMIQUE
ANNEXE B PHOTOGRAPHIES DU SITE
ANNEXE C LISTES DE VÉRIFICATION DE L'ASCE/SEI 31-03
ANNEXE D RENDUS DU MODÈLE
ANNEXE E DESSINS DE STRUCTURE
ANNEXE F DESSIN DE DISPOSITION DE RENFORT

**RAPPORT SUR
L'ÉVALUATION SISMIQUE DE L'ASCE 31-03 DE PREMIER ET DE DEUXIÈME NIVEAU
HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN, BARBADE**

SOMMAIRE

Une évaluation sismique a été réalisée pour le Haut-commissariat du Canada à Bridgetown, Barbade.

Une visite des lieux a été effectuée les 8 et 9 mars 2010 afin de vérifier visuellement la construction « telle que construite » du haut-commissariat et d'évaluer son état général. À la demande du MAECI, aucune ouverture exploratoire ou test intrusif n'a été effectué lors de la visite des lieux. Le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) a été analysé et évalué selon la procédure d'évaluation détaillée dans la norme ASCE 31-03 et modifiée par le mandat du MAECI, en intégrant les calculs spécifiés dans le CNBC 2005. Les dessins de structure étaient disponibles et fournissaient la plupart des renseignements nécessaires à l'évaluation sismique; cependant, lorsque cela était nécessaire, des hypothèses prudentes ont été formulées. Une analyse dynamique du spectre de réponse modale a été réalisée.

Le haut-commissariat à Bridgetown est constitué de charpentes contreventées en acier avec des poteaux en APCC, des poutres en acier de construction, des entretoises diagonales en acier de construction et des diaphragmes de tablier qui sont des tabliers métalliques ou des tabliers métalliques composites avec une chape en béton armé. Le système de résistance aux forces sismiques est constitué de poteaux en APCC, de poutres en acier de construction et d'entretoises diagonales en acier de construction faisant office de charpentes contreventées. La géométrie des éléments de structure en acier a été confirmée, dans la mesure du possible, lors de la visite des lieux.

Les résultats de l'analyse indiquent que les charpentes contreventées n'ont pas une capacité suffisante pour résister à l'événement sismique de conception. Les résultats de l'analyse d'occupation immédiate de niveau 2 indiquent que la structure subirait probablement plus de dommages que ce qui est acceptable. Plus précisément, la résistance des diaphragmes du tablier en acier s'est avérée insuffisante pour transférer les charges au SRFS, les éléments de contreventement diagonaux se sont avérés avoir une capacité insuffisante et les fondations ont été jugées avoir une capacité de soulèvement insuffisante.

En fonction des résultats de l'analyse, plusieurs mises à niveau clés des chemins de charge sont considérées comme des exigences pour cette structure. Ces mises à niveau comprennent le renforcement des diaphragmes du tablier en acier au niveau du deuxième étage et du toit, l'ajout d'entretoises horizontales à la partie isolée du

**RAPPORT SUR
L'ÉVALUATION SISMIQUE DE L'ASCE 31-03 DE PREMIER ET DE DEUXIÈME NIVEAU
HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN, BARBADE**

tablier du toit en acier et la mise à niveau des fondations avec des ancrages au roc. Ces mises à niveau sont nécessaires, quelle que soit la façon dont la capacité de soutien est traitée.

Deux options de modernisation parasismique ont été étudiées pour le haut-commissariat, notamment le remplacement des entretoises diagonales existantes et l'ajout de charpentes contreventées supplémentaires. Chaque option de modernisation a été examinée du point de vue de la capacité du système de résistance aux forces latérales modernisé à résister à 60 %, 100 % et 150 % des forces sismiques appliquées. L'avantage supplémentaire de l'utilisation d'amortisseurs à friction dans chacune des solutions de modernisation a été pris en compte.

Dans l'ensemble, il est recommandé que l'ajout de nouvelles charpentes contreventées (avec ou sans amortisseurs à friction) et le remplacement des entretoises diagonales existantes soient poursuivis pour la modernisation parasismique du haut-commissariat. Si cette stratégie est employée avec des amortisseurs à friction, les effets de la modernisation en termes de coût, d'horaire et d'intrusion pour les occupants du bâtiment seront réduits au minimum.

Enfin, un certain nombre d'éléments structuraux et non structuraux déterminés dans les listes de vérification remplies de la norme ASCE 31-03 se sont avérés déficients. Ces éléments doivent être traités et des mesures correctives doivent être prises si nécessaire.

**RAPPORT SUR
L'ÉVALUATION SISMIQUE DE L'ASCE 31-03 DE PREMIER ET DE DEUXIÈME NIVEAU
HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN, BARBADE**

1.0 INTRODUCTION

Le Haut-commissariat du Canada est situé à Bishop's Court Hill, St. Michael, Bridgetown, en Barbade. Ce rapport présente les résultats d'une évaluation sismique détaillée de la structure, exigée par le MAECI, dans le cadre des évaluations sismiques du groupe B des Amériques. Le haut-commissariat à Bridgetown est répertorié comme une infrastructure de groupe 1 et est évalué d'après les critères de performance d'occupation immédiate (OI).

Ce rapport a été préparé conformément à la convention d'offre à commandes SO-ARP-SEISMIC-003AMS et au numéro de projet SRDSS-100/TBSS-100, signés le 5 mars 2009, ainsi qu'à la proposition de J.L. Richards & Associates Limited, datée du 9 février 2010.

L'objectif de ce rapport est de déterminer la performance sismique de la structure, selon la procédure d'évaluation détaillée dans la norme ASCE 31-03 et modifiée par le mandat du MAECI, en intégrant les calculs spécifiés dans le CNBC 2005. Des options de modernisation parasismique sont également proposées si des stratégies d'atténuation s'avèrent nécessaires en fonction de la performance du bâtiment.

La portée du travail pour ce projet, tel que défini par le MAECI, est la suivante :

- Évaluation sismique conformément à la norme ASCE/SEI 31-03, telle que modifiée dans l'énoncé des travaux. L'infrastructure de groupe 1 doit être évaluée en fonction d'un critère d'occupation immédiate (OI). Les détails de la procédure d'évaluation sismique se trouvent dans l'annexe A.
- Effectuer une évaluation de niveau 1 et 2.
- Examiner toute la documentation existante mise à disposition par le MAECI.
- Pour les missions du groupe 1, planifier et lancer des ouvertures de démolition exploratoires pour vérifier les détails structuraux existants, l'état de la structure, les propriétés des matériaux, etc.
- Élaborer un modèle structural tridimensionnel et effectuer une analyse dynamique linéaire.

**RAPPORT SUR
L'ÉVALUATION SISMIQUE DE L'ASCE 31-03 DE PREMIER ET DE DEUXIÈME NIVEAU
HAUT-COMMISSARIAT DU CANADA
BRIDGETOWN, BARBADE**

- Vérifier la classe de site/l'aléa sismique, supposer un site de classe D lorsqu'aucune information n'est fournie.
- Calculer la capacité de charge latérale et la comparer au cisaillement de base statique équivalent calculé à l'aide du Code national du bâtiment du Canada de 2005 (CNBC 2005).

- Pour une infrastructure du groupe 1, examiner la performance sismique des éléments non structuraux.
- Développer des options de modernisation sismique. Chaque option de modernisation parasismique doit inclure un système de résistance aux forces latérales permettant de résister de manière sécuritaire à 100 % des forces, conformément au CNBC de 2005.
- Étudier les conséquences de l'augmentation ou de la diminution de la résistance sismique à 150 % ou 60 %, respectivement, des exigences du CNBC de 2005.
- Proposer des options d'amélioration pour les éléments de construction non structuraux.
- Préparer des dessins conceptuels et des croquis de chacune des options de modernisation parasismique proposées.
- Préparer un rapport écrit et assister à une réunion à Ottawa pour examiner l'ébauche du rapport.

L'évaluation structurale comprenait un examen des dessins de structure existants, une visite du site pour confirmer que la structure est généralement conforme aux dessins fournis et pour inspecter la structure à la recherche de tout signe visible de dégradation, le développement d'un modèle tridimensionnel et d'une analyse dynamique, l'évaluation de l'analyse structurale et la préparation de ce rapport.

2.0 DESCRIPTION DU BÂTIMENT ET DU SITE

2.1 Description du bâtiment

Il est entendu que le haut-commissariat à Bridgetown est la propriété du MAECI et que le niveau de performance est spécifié comme étant une occupation immédiate. 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 mètres sur 25 mètres.

La hauteur du rez-de-chaussée jusqu'au deuxième étage est d'environ 3,6 mètres et la hauteur du deuxième étage jusqu'au toit est d'environ

3,4 mètres. La hauteur totale de la structure est d'environ 7 mètres au-dessus du sol.

D'après la visite du site effectuée par J.L. Richards & Associates Limited et les dessins de structure, la structure est constituée de poteaux en acier, de solives en acier, de dalles de plancher en béton sur des tabliers métalliques et de semelles en béton armé. La structure est finie avec des panneaux de mortier ou de plâtre et des vitrages. Les revêtements de finition intérieure sont variés et se composent de vitrages, de maçonnerie de béton et de cloisons en plaques de parement.

2.2 Description du site

Le haut-commissariat est situé dans la paroisse de St. Michael à la Barbade. La figure 2, une image Google Earth modifiée, montre l'étendue estimée de la propriété et la disposition des trois principaux bâtiments sur le site. Les dimensions de la propriété sont d'environ 115 m x 150 m en plan. On peut également voir sur la figure 1 qu'une partie importante de la propriété est consacrée aux espaces verts.



Figure 1 : Dessin d'implantation

High Commission	Haut-commissariat
Ambleside Building	Bâtiment Ambleside
Recreation Centre	Centre de loisirs

2.3 Historique sismique

La Barbade est considérée comme une zone à forte activité sismique. Le U.S. Geological Survey (USGS) estime que Bridgetown peut s'attendre à un tremblement de terre avec une accélération maximale du sol comprise entre 1,6 et 2,4 mètres²/seconde tous les 475 ans. Depuis la construction du haut-commissariat en 1984, plusieurs tremblements de terre importants ont eu lieu dans les Caraïbes, notamment le M6.8 2004 aux îles Caïmans, le M7.4 2007 en Martinique et le M7.0 2010 en Haïti (USGS). Étant donné la sismicité de la région, le haut-commissariat a probablement été soumis aux effets d'un certain nombre d'événements sismiques au cours de son existence.

Il faut comprendre que l'extrapolation de la performance future d'une structure en fonction des événements sismiques passés peut être très trompeuse. Un

élément clé à comprendre est la nature des mouvements du sol dans les événements passés et les concentrations des fréquences des mouvements du sol. Une structure qui a été soumise à des événements sismiques antérieurs de grande magnitude et qui semble s'être bien comportée peut soit 1) être intrinsèquement saine sur le plan structural, soit 2) ne pas avoir été soumise à des mouvements du sol riches en fréquences correspondant aux fréquences naturelles de la structure du bâtiment. La performance passée d'une structure sous une charge sismique est pertinente et doit être considérée avec soin, mais elle ne garantit pas un comportement futur satisfaisant.

2.4 Observations sur le site

Madame Jennifer Stephenson, ing., a visité le haut-commissariat à Bridgetown les 8 et 9 mars 2010. L'objectif de la visite des lieux était de vérifier visuellement la construction « telle que construite » du haut-commissariat et d'évaluer l'état général. À la demande du MAECI, aucune ouverture exploratoire ou test intrusif n'a été effectué lors de la visite des lieux.

L'état « telle que construite » a été déterminé par la collecte d'un large éventail de mesures de dimensions clés, ainsi que par des observations lors de la visite du site. Une description des observations faites lors de la visite des lieux est fournie ci-dessous.

Observations structurales – fondations et niveau du sous-sol

Les fondations n'étaient pas visibles. La dalle du sous-sol et les murs de fondation étaient visibles dans un vide sanitaire accessible au niveau du sous-sol. Les murs du sous-sol sont en maçonnerie de béton, comme le montrent les dessins. Les poteaux en APCC reposent sur des plaques de base fixées aux fondations par deux boulons d'ancrage. La dalle de béton dans le vide sanitaire semblait être en bon état. Les murs en maçonnerie de béton présentaient des zones de taches efflorescentes, aucun autre défaut n'a été constaté. Les photographies n° 1 et 2 montrent les murs de fondation du sous-sol et l'efflorescence.



Photographie n° 1 : Efflorescence des murs de fondation du sous-sol



Photographie n° 2 : Efflorescence des murs de fondation du sous-sol

Au niveau du sous-sol, la corrosion d'une poutre en acier et d'une poutre à treillis a été constatée dans la salle d'approvisionnement. La corrosion serait due à l'humidité provenant d'un appareil de conditionnement d'air. Le personnel d'entretien est conscient du problème et a retiré les panneaux de plafond dans cette zone, comme le montrent les photos n° 3 et 4. Aucun autre dommage ou détérioration n'a été constaté au niveau du sous-sol.



Photographie n° 3 : Corrosion des éléments au niveau du sous-sol



Photographie n° 4 : Corrosion des éléments au niveau du sous-sol

Observations structurales – rez-de-chaussée, deuxième étage et toit

Les poteaux en acier de construction, les poutres, les contreventements et les platelages métalliques ont été rendus visibles en retirant de manière sélective les panneaux du plafond acoustique suspendu du rez-de-chaussée et du deuxième étage. Les poteaux, les poutres et les contreventements ont été mesurés à plusieurs endroits du rez-de-chaussée et du deuxième étage. Des mesures ont été prises pour vérifier les dimensions de la charpente en acier et il s'est avéré qu'elles correspondaient aux dimensions indiquées sur les dessins de structure. Aucune corrosion ni aucun dommage n'ont été constatés dans la structure en acier, à l'exception de la corrosion dans la salle des

fournitures d'entretien au niveau du sous-sol. Des exemples de poteaux et d'assemblages en acier de construction sont présentés sur la photographie n° 5. Des exemples de contreventements et d'assemblages en acier de construction sont présentés sur la photographie n° 6.



Photographie n° 5 : Poteau et assemblage en acier de construction



Photographie n° 6 : Poteau et assemblage en acier de construction

Des cloisons de séparation en maçonnerie de béton qui ne sont pas soutenues au sommet du mur ont été notées, comme le montre la photographie n° 7.



Photographie n° 7 : Cloison de séparation en maçonnerie de béton non renforcée

La dalle de béton sur le système de platelage métallique et la poutre à treillis ont été observées comme indiquées sur les dessins de structure.

Façade extérieure

La façade extérieure est constituée d'un vitrage et de panneaux de béton ou de maçonnerie d'environ 8 mm d'épaisseur. Aucun dommage ou détérioration n'était visible sur la façade extérieure. Les photos n° 8 et 9 présentent des photographies de la façade extérieure.



Photographie n° 8 : Façade extérieure



Photographie n° 9 : Façade extérieure

En résumé, la visite des lieux n'a donné lieu à aucune observation suggérant que l'état de la structure devrait être pris en compte dans l'évaluation de la capacité sismique. Plus de détails concernant la visite des lieux sont présentés dans la section 4.0, Résultats de la liste de vérification.

3.0 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.

Les valeurs d'accélération spectrale indiquées ci-dessous ont été obtenues auprès du MAECI. En fonction des informations géotechniques disponibles, nous avons présumé un site de classe C. Les résultats finaux de l'étude géotechnique ont indiqué que le site est de classe A, ce qui réduirait les forces sismiques présentées de 20 %. Les détails de la méthode d'analyse sont décrits à l'annexe A.

Période spectrale	Accélération spectrale	Classe de site	Fa	Fv	SDS	SD1
0,2	1,263	C	1	1,3	0,76	0,31
0,5	1,005					
1	0,517					
2	0,287					
PGA	0,545					

Tableau 1 : Données sur les aléas sismiques

La courbe d'aléa sismique pour les coordonnées d'accélération spectrale fournies par le site de classe C du MAECI est présentée à la figure 2.

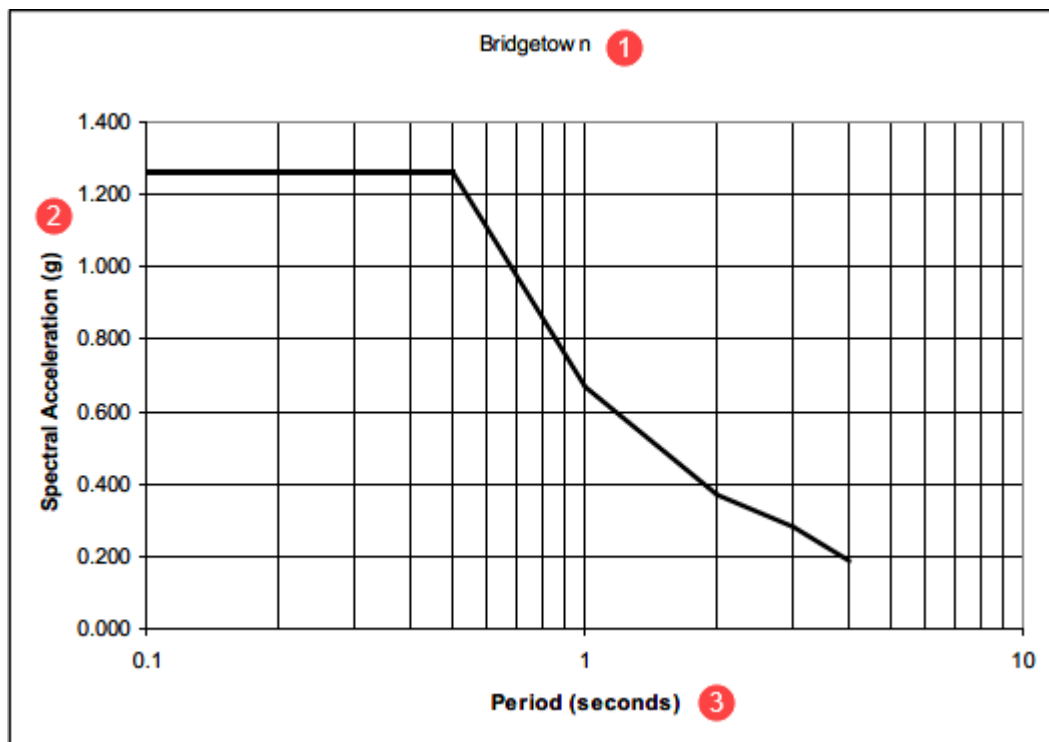


Figure 2 : Courbe de risque sismique Bridgetown, site de classe C

Bridgetown	Bridgetown
Spectral Acceleration (g)	Accélération spectrale (g)
Period (seconds)	Période (secondes)

4.0 RÉSULTATS DE LA LISTE DE VÉRIFICATION

Les listes de vérification suivantes de la norme ASCE 31-03 ont été effectuées :

- 3.7.4 Liste de vérification des structures de base pour le type de bâtiment S2 : Charpentes contreventées en acier avec diaphragmes rigides.
- 3.7.4 Liste de vérification des structures supplémentaires pour le bâtiment de type S2 : Charpentes contreventées en acier avec diaphragmes rigides.
- 3.8 Liste de vérification des risques géologiques du site et des fondations.
- 3.9.1 Liste de vérification des éléments non structuraux de base.
- 3.9.2 Liste de vérification des éléments non structuraux intermédiaires.
- 3.9.3 Liste de vérification des éléments non structuraux supplémentaires.

La norme ASCE-31-03 exige que, dans les zones à forte sismicité, les listes de vérification des structures de base, des structures supplémentaires, des risques géologiques et des fondations, des éléments non structuraux de base, des éléments non structuraux intermédiaires et des éléments non structuraux supplémentaires soient effectuées pour l'objectif de performance de l'occupation immédiate.

Les éléments déficients ou ceux qui n'ont pas pu être déterminés sont examinés dans l'ordre ci-dessous. Il convient de noter que les éléments qui n'ont pas pu être déterminés au moment de l'inspection sont notés comme non conformes. Les formulaires de la liste de vérification achevée sont joints à l'annexe C.

3.7.4 Liste de vérification des éléments structuraux de base

Torsion : Le toit comporte deux diaphragmes distincts. La distance estimée entre le centre de masse du plus petit diaphragme et son centre de rigidité est supérieure à 20 % de la plus petite dimension en plan de l'ensemble du bâtiment (ASCE 31-03 4.3.2.6).

Détérioration de l'acier : Il y a de la rouille visible sur une poutre et une solive en acier dans la salle des fournitures d'entretien.

Redondance : Le nombre de travées contreventées dans chaque ligne est inférieur à 3, comme l'exige l'occupation immédiate (ASCE 31-03, section 4.4.3.2.2).

Vérification des contraintes axiales : La contrainte axiale dans les éléments de contreventement diagonaux s'est avérée supérieure à la contrainte maximale autorisée par la norme ASCE 31-03, section 3.5.3.4.

Couvre-joints des poteaux : On ne dispose pas d'informations sur les détails des couvre-joints des poteaux.

Transfert sur les charpentes en acier : Les détails de l'assemblage entre les diaphragmes et les charpentes en acier ne sont pas connus.

Poteaux en acier : Il s'est avéré que l'ancrage des poteaux en acier n'était pas en mesure de développer la capacité de soulèvement de la fondation comme l'exige l'occupation immédiate (ASCE 31-03, section 4.6.3.1).

3.7.4 Liste de vérification des éléments structuraux supplémentaires

Élancement des diagonales : Les rapports KL/r des éléments diagonaux étaient tous supérieurs à la valeur maximale de 120 (ASCE 31-03, section 4.4.3.1.4). Les éléments diagonaux ont été analysés sur la base de l'hypothèse « tension uniquement ».

Résistance de l'assemblage : On ne dispose pas d'informations sur les détails de l'assemblage. 3.8 Liste de vérification des risques géologiques du site et des fondations

Liquéfaction / rupture de failles en surface : Le potentiel de liquéfaction et de rupture de faille en surface est inconnu.

Renversement : Le rapport entre la dimension horizontale du système de résistance aux forces latérales au niveau des fondations et la hauteur du bâtiment s'est avéré inférieur à la valeur minimale de 0,6 Sa spécifiée dans la norme ASCE-31-03, section 4.7.3.2, et les travées contreventées sont donc vulnérables au renversement.

3.9.1 Liste de vérification des éléments non structuraux de base

Maçonnerie non renforcée : Les éléments de maçonnerie en béton non armé ne sont pas contreventés.

Bardage et vitrage : Les détails des ancrages du bardage, de l'isolant du bardage, des assemblages et des intercalaires ne sont pas connus.

Équipement attaché : Les équipements mécaniques pesant plus de 20 lb n'étaient pas contreventés. Tuyauterie d'extinction des incendies : La tuyauterie d'extinction des incendies n'était pas contreventée.

Raccords souples : Aucun raccord souple n'a été noté sur le système d'extinction des incendies.

3.9.2 Liste de vérification des éléments non structuraux intermédiaires

Vitrage : Le vitrage extérieur des fenêtres n'a pas de film de sécurité.

3.9.3 Liste de vérification des éléments non structuraux supplémentaires

Sommets : Les sommets des cloisons qui s'étendent jusqu'à la ligne de plafond ne sont pas contreventés latéralement à la structure du bâtiment.

Bords : Les bords des plafonds suspendus intégrés n'étaient pas séparés des murs fermés par un minimum d'un demi-pouce.

Vitrage : Le vitrage extérieur n'est pas un verre de sécurité feuilleté ou à résistance accrue par traitement thermique.

Portes et tiroirs d'armoires : Les portes et tiroirs d'armoires ne sont pas toujours équipés de loquets pour les maintenir fermés pendant un tremblement de terre.

Équipement électrique : L'équipement électrique et le câblage associé ne sont pas contreventés latéralement.

Conduites de fluides et de gaz : Les conduites de fluides et de gaz n'étaient pas contreventées.

Robinets d'arrêt : Les détails des robinets d'arrêt requis ne sont pas connus.

5.0 PROCÉDURE D'ANALYSE

Le haut-commissariat à Bridgetown a été analysé et évalué selon la procédure d'évaluation détaillée dans la norme ASCE 31-03 et modifiée par le mandat du MAECI, en intégrant les calculs spécifiés dans le CNBC 2005. Les calculs structuraux requis par les analyses de niveau 1 et 2 de l'ASCE 31-03 ont été effectués lorsque cela était nécessaire. Le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) a été évalué en utilisant la procédure d'analyse dynamique, telle que décrite dans le CNBC 2005. Un modèle tridimensionnel du haut-commissariat a été élaboré pour réaliser l'analyse requise. Des dessins de la structure du haut-commissariat, générés à l'aide du modèle, ont été fournis à l'annexe D. Les résultats de l'analyse dynamique ont été comparés aux résultats obtenus en utilisant la méthode de la force statique équivalente (ESFP) telle que décrite dans le CNBC 2005. Les principaux paramètres utilisés pour réaliser l'ESFP sont décrits ci-dessous :

- Les facteurs de surrésistance 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 à la clause 4.1.8.11 (3), la période de la structure a été calculée comme suit :
 - pour la structure de la charpente contreventée en acier :
 $T_a = 0,025 (h_n)$, $T_a = 0,18$ secondes;
 - 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;
 - d'après le CNBC 4.1.8.11(3d), T_a ne doit pas être supérieur à 2
(0,18 sec) = 0,36 secondes.
 - $S(T_a) = 1,263$.
- Conformément à la clause 4.1.8.11 (5), le facteur tenant compte de l'effet de mode le plus élevé, M_v , a été pris à 1,0.
- Le facteur d'importance, I_E , conformément au mandat du MAECI, a été pris à 1,0.
- Le poids total du bâtiment a été estimé à 3 980 kN.
- Le cisaillement statique équivalent à la base a été calculé comme suit :
- $V_o = S(T_a)M_v I_e W / (R_d R_o)$, $V_o = 2,578$ kN
- Le cisaillement statique équivalent maximal à la base est le suivant :

- $V_{max} = (2/3) S(0,2) I_e W / (R_d R_o)$, $V_{max} = 1,719 \text{ kN}$
- Le cisaillement statique équivalent minimum à la base est le suivant :
 $V_{min} = S(2.0) I_e W / (R_d R_o)$; $V_{min} = 585 \text{ kN}$

Le cisaillement statique équivalent maximal à la base régit et est distribué en tant que cisaillement d'étage comme indiqué dans le tableau 2 ci-dessous.

Structure	Charpentes contreventées en acier
Étage	Cisaillement
Toiture	1 000 kN
2e	719 kN

Tableau 2 : Cisaillements d'étage

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 à la base pondérés résultant de l'analyse dynamique ont été pondérés de manière à correspondre à 80 % du cisaillement à la base de l'ESFP, tel que spécifié pour les structures régulières dans la clause 4.1.8.12 (6).

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 3 ci-dessous.

	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

Tableau 3 : Formes et fréquences des modes dynamiques

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 2005.

Pour tenir compte de la torsion, les charges latérales dans l'analyse statique et dynamique équivalente ont été appliquées à une excentricité de 10 % par rapport au centre de masse.

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 4 ci-dessous.

Matériau	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

Tableau 4 : Propriétés des matériaux

6.0 RÉSULTATS DE L'ÉVALUATION

Les calculs structuraux ont été effectués en conformité générale avec le CNBC 2005 et les codes de matériaux qui y sont référencés. Les calculs structuraux requis pour les analyses de niveau 1 et 2 de l'ASCE31-03 ont été effectués et sont décrits ci-dessous.

Les combinaisons et facteurs de charge suivants ont été pris en compte, comme spécifié dans le CNBC 2005 :

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

Les masses effectives des deux étages ont été vérifiées et il s'est avéré qu'elles ne variaient pas de plus de 50 %, conformément à la norme ASCE 31-03, section 4.3.2.5.

La distance estimée entre le centre de masse de l'étage et le centre de rigidité de l'étage a été vérifiée et s'est avérée supérieure au maximum de 20 % de la largeur minimale du bâtiment, conformément à la norme l'ASCE 31-03, section 4.3.2.6. Cela est dû au fait que le diaphragme du toit est plus petit et que son centre de rigidité est situé sur le bord extérieur du bâtiment.

La contrainte axiale dans les poteaux soumis à des forces de renversement a été vérifiée en utilisant la procédure indiquée dans la norme ASCE 31-03,

$$P_{ot} = \frac{1}{m} \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{Vh_n}{Ln_f} \right) \left(\frac{1}{A_{col}} \right) \leq 0.3F_y$$

section 3.5.3.6, comme suit :

Où V est la force pseudo latérale, h_n est la hauteur au niveau du toit, m est 1,3 pour le niveau de performance de l'occupation immédiate et n_f est le nombre de charpentes dans la direction de la charge. La contrainte axiale s'est avérée être inférieure à la limite autorisée.

La redondance du bâtiment a été vérifiée conformément à la norme ASCE 31-03,

section 4.4.3.1.1. Il a été constaté que le nombre de travées contreventées dans chaque ligne de charpentes contreventées était insuffisant pour une occupation immédiate.

Les contraintes axiales dans les éléments de contreventement diagonaux ont été vérifiées en utilisant la procédure de la norme ASCE 31-03, section 3.5.3.4,

$$f_j^{avg} = \frac{1}{m} \left(\frac{V_j}{sN_{br}} \right) \left(\frac{L_{br}}{A_{br}} \right) \leq 0.5F_y$$

comme suit :

Où V_j est le cisaillement maximal de l'étage à chaque niveau, L_{br} est la longueur moyenne des entretoises, m est 1,5 pour le niveau de performance de l'occupation immédiate, s est la longueur moyenne des travées contreventées, N_{br} est le nombre d'entretoises diagonales en tension, et A_{br} est la surface moyenne de l'entretoise diagonale. La contrainte axiale s'est avérée être supérieure à la limite autorisée.

L'ancrage des poteaux en acier a été évalué et comparé à la capacité de traction des colonnes et à la capacité de soulèvement de la fondation. Le raccordement des poteaux en acier

dans les charpentes contreventées résistant aux forces latérales s'est avérée incapable de développer l'une ou l'autre des capacités, conformément à la norme l'ASCE 31-03, section 4.6.3.1. Une analyse de niveau 2 a été effectuée et les forces de soulèvement/tension sur les poteaux ont été comparées à la capacité de l'ancrage des poteaux. Les forces de soulèvement/tension dans tous les poteaux se sont avérées dépasser la capacité de l'ancrage.

Les éléments de la charpente ont été vérifiés aux fins de conformité aux exigences de la norme

ASCE 31-03, section 4.4.1.3.7. Les rapports largeur/épaisseur de tous les éléments de la charpente se sont

avérés être dans la plage autorisée.

L'élançement de chacun des éléments de contreventement diagonaux a été vérifié, conformément à la norme ASCE 31-03, section 4.4.3.1.4. Aucun des éléments de contreventement n'était dans la plage autorisée pour supporter des forces de compression et on a supposé que le contreventement était uniquement en tension.

Le rapport base-hauteur du système de résistance aux forces latérales a été vérifié par rapport à $0,6 \times Sa(T_n)$, conformément à la norme ASCE 31-03, section 4.7.3.2. Le rapport s'est avéré être dans la limite permise.

Les éléments de fondation sont retenus par une semelle filante et sont donc adéquats pour la norme ASCE 31-03, section 4.7.3.3.

Le système de résistance aux forces sismiques a été évalué comme décrit dans la section 6.1 ci-dessous.

6.1 Analyse des éléments de construction

Le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) du haut-commissariat à Bridgetown consiste en des charpentes contreventées composées de poteaux en acier profilé de charpente creux (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 de la structure (accélération) et du poids inertiel de la structure.

Ces forces latérales suivent un chemin de charge 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 :

Diaphragmes

Les dessins de structure fournis à JLR ne font aucune référence à la prise en compte de l'aspect sismique dans la conception et les contreventements latéraux sont désignés spécifiquement comme des contreventements. Les forces latérales dues au vent sont appliquées à un bâtiment d'une manière sensiblement différente de celle des forces latérales sismiques. Dans une conception sismique, les diaphragmes d'étage et les raccords de diaphragme deviennent considérablement plus importants pour la performance du bâtiment.

Le toit de l'étage supérieur, dont les dimensions en plan sont de 7 m x 8,5 m, n'a pas d'appui latéral dans la direction nord-sud. Cette section de toit nécessite des éléments de contreventement latéraux supplémentaires placés le long de ses bords est et ouest pour transférer toute charge latérale dans le SRFS qui est situé au niveau des lignes de poteaux extérieurs. L'analyse des diaphragmes latéraux était fondée sur l'hypothèse que ces contreventements supplémentaires seront installés.

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).

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 entraxe de 450 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 inférieur à 300 mm lorsqu'ils établissent les capacités tabulées des tabliers en

acier. En augmentant cet espacement, on obtient un élément moins rigide avec une capacité de cisaillement plus faible.

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, car il existe des données tabulées pour ce cas. Lorsque les charges sismiques à l'intérieur du diaphragme du tablier en acier ont été comparées à celles du tablier de plus grande capacité, les rapports demande/capacité du diaphragme en cisaillement se sont avérés supérieurs à 1,0, ce qui indique un état de surcharge. Ces calculs montrent que le tablier en acier *in situ*, dont la capacité est inférieure aux valeurs publiées, ne se comporterait pas de façon satisfaisante lors de l'événement sismique de conception.

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 entraxe de 600 mm. Ce modèle d'assemblage n'est pas non plus acceptable selon les normes canadiennes pour le transfert des charges latérales.

Les charges appliquées ont été comparées aux données tabulées pour un diaphragme de tablier en acier avec un espacement des soudures de 300 mm et une chape de béton de 65 mm. Lorsque les charges sismiques à l'intérieur du diaphragme du tablier en acier ont été comparées à celles du tablier de plus grande capacité, les rapports demande/capacité du diaphragme en cisaillement se sont avérés supérieurs à 1,0. Ces calculs montrent que le tablier en acier *in situ*, dont la capacité est inférieure aux valeurs publiées, ne se comporterait pas de façon satisfaisante lors de l'événement sismique de conception.

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 tension du diaphragme au SRFS.

Les diaphragmes de tablier existants n'ont pas une capacité suffisante pour transférer les forces de cisaillement dans le diaphragme au SRFS, en particulier autour des ouvertures du diaphragme, où la largeur du diaphragme est réduite ou dans le cas du toit où le diaphragme est relié à des poutres en acier légères. Une mise à niveau pour améliorer la résistance au cisaillement des diaphragmes du tablier en acier est nécessaire.

Poteaux en APCC

Pour évaluer les exigences sismiques sur les éléments de poteaux en APCC dans le SRFS, on a supposé que les forces sismiques pouvaient être transférées au SRFS à partir des diaphragmes en acier. La force axiale et le moment appliqués pour chaque combinaison de charge ont été comparés à la capacité résistant aux moments de la section à ce niveau de charge axiale. Des diagrammes d'interaction ont été produits pour illustrer la plage de charge admissible pour les poteaux. Un exemple de diagramme d'interaction pour un poteau typique et des combinaisons de charges est présenté dans la figure 3 ci-dessous.

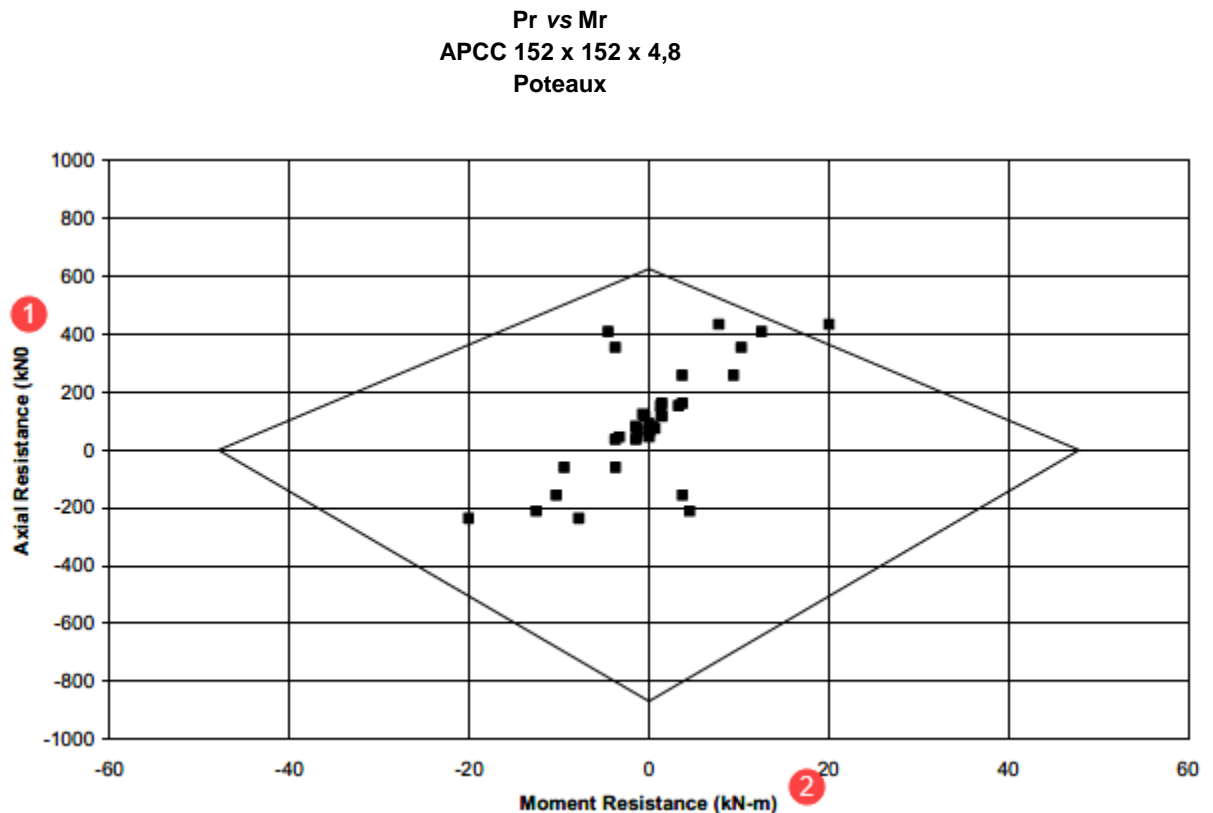


Figure 3 : Diagramme d'interaction pour les poteaux en APCC

Axial Resistance (kN)	Résistance axiale (kN)
Moment Resistance (kN-m)	Résistance au moment (kN-m)

Le diagramme d'interaction de la figure 3 illustre la plage de charge admissible pour une section en APCC de 152 x 152 x 4,8 selon la norme CAN/CSA S16-01. Les lignes représentent la limite de la plage de charge admissible. Chaque point indiqué sur la figure représente la charge d'un élément de poteau dans les conditions de charge applicables. Comme on peut le constater, la charge observée sur les poteaux était généralement en deçà des limites admissibles, sauf pour une combinaison de charges.

L'emplacement de ces poteaux sur le plan d'étage est illustré à la figure 4. Les capacités de l'acier de construction ont été évaluées conformément à la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier.

La capacité résistant aux moments de la section en acier a été calculée, conformément à la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier, clause 13.5, comme suit :

$$M_r = \phi Z F_y$$

La capacité axiale de la section en acier a été calculée pour la compression (C_r) et la tension (T_r), respectivement, conformément à la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier, clause 13.3.1, comme suit :

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

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

$$T_r = \phi A_g F_y$$

$$\frac{M_f}{M_r} + \frac{P_f}{P_r} \leq 1.0$$

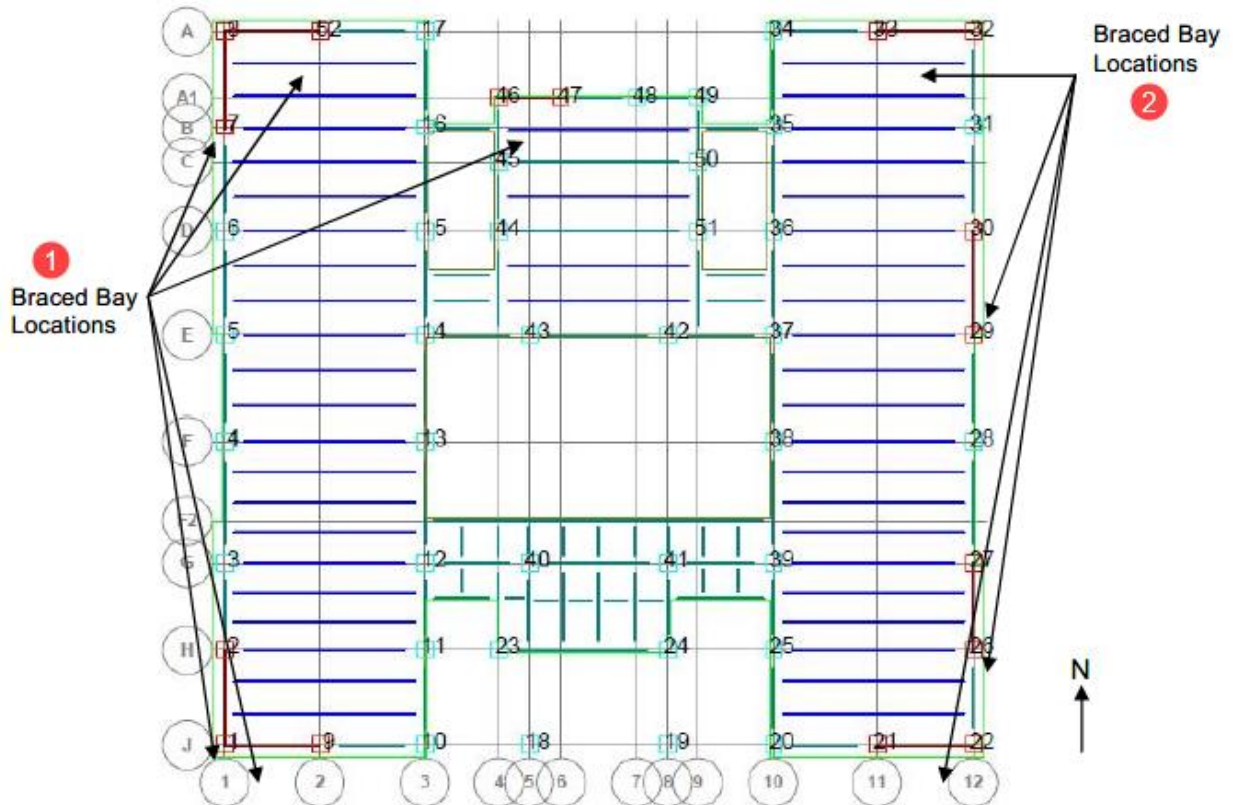


Figure 4 : Emplacement des poteaux (deuxième étage et toit)

Braced Bay Locations	Emplacements des travées contreventées
Braced Bay Locations	Emplacements des travées contreventées

Le tableau 5 montre les rapports demande/capacité pour les poteaux soumis aux forces axiales et de flexion. Les rapports demande/capacité supérieurs à 1 indiquent que les poteaux ont une capacité insuffisante pour la charge sismique de conception.

Numéro de poteau [‡]	Étage	Rapports demande/capacité [†] (Cf/Cr ou Tf/Tr) + Mf/Mr		
		60 %	100 % de la sécurité des personnes	150 % d'occupation immédiate
1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,66	0,96	1,51
2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,88	0,99	1,49
7	2 ^e – rez-de-chaussée	0,71	0,93	1,38
8	2 ^e – rez-de-chaussée	0,75	1,01	1,60
9	2 ^e – rez-de-chaussée	1,01	0,98	1,45
52	2 ^e – rez-de-chaussée	0,89	1,06	1,71
46	2 ^e – rez-de-chaussée	0,57	0,86	1,38
47	2 ^e – rez-de-chaussée	0,63	0,79	1,31
21	2 ^e – rez-de-chaussée	0,66	0,91	1,45
33	2 ^e – rez-de-chaussée	0,71	1,06	1,70
22	2 ^e – rez-de-chaussée	1,06	1,03	1,50
26	2 ^e – rez-de-chaussée	0,76	1,02	1,54
27	2 ^e – rez-de-chaussée	0,93	1,04	1,55
29	2 ^e – rez-de-chaussée	0,75	0,97	1,44
30	2 ^e – rez-de-chaussée	0,92	0,97	1,43
32	2 ^e – rez-de-chaussée	0,94	1,11	1,75
1	Toit – 2 ^e	0,22	0,31	0,48
2	Toit – 2 ^e	0,37	0,33	0,49
7	Toit – 2 ^e	0,24	0,30	0,43
8	Toit – 2 ^e	0,33	0,34	0,53
9	Toit – 2 ^e	0,42	0,40	0,52
52	Toit – 2 ^e	0,37	0,38	0,59

46	Toit – 2e	0,19	0,29	0,46
47	Toit – 2e	0,24	0,26	0,44
21	Toit – 2e	0,24	0,33	0,50
33	Toit – 2e	0,26	0,38	0,59
22	Toit – 2e	0,42	0,40	0,52
26	Toit – 2e	0,25	0,33	0,48
27	Toit – 2e	0,40	0,36	0,53
29	Toit – 2e	0,26	0,33	0,47
30	Toit – 2e	0,39	0,36	0,52
32	Toit – 2e	0,37	0,38	0,58

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

‡ Se reporter à la figure 4 pour l'emplacement des poteaux.

Tableau 5 : Rapports demande/capacité pour les poteaux en APCC

Comme le montre le tableau 5 pour la condition 5 de charge à 100 % (sécurité des personnes), les rapports demande/capacité des poteaux varient de 0,26 à 1,11 pour les poteaux analysés. Les poteaux du rez-de-chaussée au deuxième étage ont des rapports demande/capacité plus élevés que les poteaux du deuxième étage au toit. Les rapports demande/capacité pour sept des seize poteaux sont supérieurs à 1,0, les surcharges vont de 1 à 11 %. 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 les conditions 60 % et 150 % sont indiqués à titre de comparaison. Les rapports demande/capacité varient de 0,19 à 1,06 pour la condition 60 %, avec deux poteaux surchargés. Alors que les rapports demande/capacité varient de 0,43 à 1,75 pour la condition 150 %, avec la majorité des poteaux du rez-de-chaussée étant surchargés.

Poutres en acier

Les éléments horizontaux des charpentes résistant aux moments dans le haut-commissariat à Bridgetown sont constitués de poutres en acier. Les capacités de flexion et de cisaillement des poutres ont été calculées conformément à la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier, comme suit :

Moment, clause 13.5 : $M_r = qZF_y$

Cisaillement, clause 13.4 : $V_r = qAwF_s$

Les rapports demande/capacité pour les poutres en acier sont présentés dans le tableau 6. L'emplacement de ces poutres sur le plan d'étage est illustré à la figure 5.

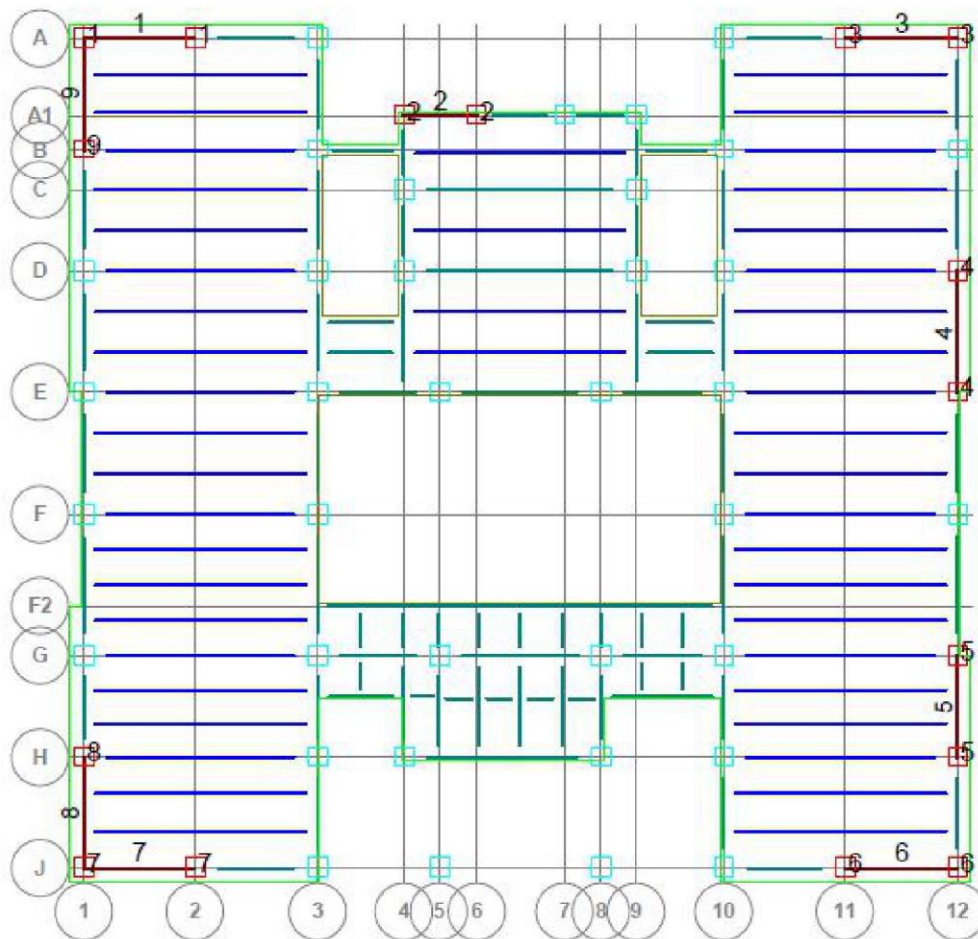
Poutre [‡]	Étage	Rapport demande/capacité Vf/Vr [†]
1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02
2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,00
3	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02
4	2 ^e – rez-de-chaussée	0,16
5	2 ^e – rez-de-chaussée	0,13
6	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02
7	2 ^e – rez-de-chaussée	0,02
8	2 ^e – rez-de-chaussée	0,15
9	2 ^e – rez-de-chaussée	0,15
1	Toit – 2 ^e	0,09
2	Toit – 2 ^e	0,00
3	Toit – 2 ^e	0,09
4	Toit – 2 ^e	0,15
5	Toit – 2 ^e	0,13
6	Toit – 2 ^e	0,09
7	Toit – 2 ^e	0,09
8	Toit – 2 ^e	0,12
9	Toit – 2 ^e	0,12

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

‡ Se reporter à la figure 5 pour l'emplacement des poutres.

Tableau 6 : Rapports demande/capacité pour les poutres en acier

Le tableau 6 montre les rapports demande/capacité pour la condition de charge de 100 % (sécurité des personnes). Les rapports demande/capacité pour les poutres en cisaillement sont tous inférieurs à 1 et les poutres ont une flexion négligeable. Les poutres ont probablement suffisamment de surrésistance 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 trois scénarios de conception, c'est-à-dire 60 %, 100 % et 150 %. Aucun détail n'est fourni pour



les assemblages poutre-poteau, de sorte que l'adéquation de l'assemblage ne peut être commentée.

Figure 5 : Emplacements des charpentes et des poutres contreventées (deuxième étage et toit)

Entretoises diagonales

Les entretoises diagonales dans le SRFS sont des éléments L76 x 76 x 6,4 dans les charpentes 1 et 3-9 et des éléments L51 x 51 x 6,4 dans la charpente 2. Les capacités des entretoises ont été calculées conformément à la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier, comme suit :

Clause 13.2 (a(i)) : $Tr = QAgF_y$

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 l'entretoise.

L'élançement de chacun des éléments de contreventement diagonal a été vérifié, conformément à la norme ASCE 31-03, section 4.4.3.1.4, et aucun des éléments de contreventement ne se situait dans la plage autorisée pour supporter les forces de compression. Pour cette raison, les entretoises sont considérées comme des éléments de tension pure.

Les rapports demande/capacité pour les entretoises diagonales en acier en tension sont indiqués dans le tableau 7. Les entretoises dont il est question dans le tableau 7 sont numérotées de façon à ce que le premier numéro corresponde à celui de la travée contreventée et que le deuxième numéro indique la première ou la deuxième diagonale de cette travée contreventée à un niveau d'étage particulier (c.-à-d., que l'entretoise [2,1] toit – 2^e est la première entretoise diagonale de la deuxième travée contreventée, du toit au deuxième étage).

Le tableau 7 montre que les rapports demande/capacité pour les entretoises en tension vont de 0,30 à 2,09. Il y a 17 entretoises sur 36, soit 47 % des entretoises, qui présentent des rapports demande/capacité supérieurs à 1,0, ce qui indique un état de surcharge. Les rapports demande/capacité pour les conditions de charge de 60 % et de 150 % sont indiqués à titre de comparaison. Les rapports demande/capacité vont de 0,19 à 1,25 pour la condition de charge de 60 % et de 0,46 à 3,13 pour la condition de charge de 150 %.

Numéro d'entretoise [‡]	Étage	Rapport demande/capacité [†]		
		60 %	100 % de la sécurité des personnes	150 % d'occupation immédiate
1,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,34	0,54	0,82
1,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,67	1,12	1,68

1,1	Toit – 2e	0,56	0,90	1,37
1,2	Toit – 2e	1,04	1,74	2,61
2,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,33	0,53	0,81
2,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,67	1,11	1,67
2,1	Toit – 2e	0,55	0,89	1,35
2,2	Toit – 2e	1,04	1,74	2,61
3,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,19	0,30	0,46
3,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,38	0,64	0,96
3,1	Toit – 2e	0,31	0,50	0,76
3,2	Toit – 2e	0,59	0,99	1,49
4,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,40	0,66	1,00
4,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,80	1,33	1,99
4,1	Toit – 2 ^e	0,64	1,04	1,58
4,2	Toit – 2 ^e	1,21	2,02	3,02
5,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,43	0,70	1,06
5,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,85	1,42	2,12
5,1	Toit – 2 ^e	0,66	1,07	1,63
5,2	Toit – 2 ^e	1,25	2,09	3,13
6,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,29	0,48	0,73
6,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,78	1,07	1,60
6,1	Toit – 2 ^e	0,47	0,76	1,15
6,2	Toit – 2 ^e	1,19	1,62	2,43
7,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,31	0,50	0,76
7,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,80	1,07	1,60
7,1	Toit – 2 ^e	0,48	0,78	1,19
7,2	Toit – 2 ^e	1,19	1,62	2,43
8,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,37	0,64	0,95
8,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,78	1,07	1,60
8,1	Toit – 2 ^e	0,62	1,06	1,58
8,2	Toit – 2 ^e	1,23	1,65	2,48
9,1	2 ^e – rez-de-chaussée	0,39	0,66	0,99
9,2	2 ^e – rez-de-chaussée	0,34	0,54	0,82
9,1	Toit – 2 ^e	0,67	1,12	1,68
9,2	Toit – 2 ^e	0,56	0,90	1,37

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

‡ Se reporter à la figure 6 pour l'emplacement des charpentes contreventées.

Tableau 7 : Rapports demande/capacité pour les entretoises diagonales en tension

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 510 kN. Cela correspond à un rapport demande/capacité dans le soulèvement qui est supérieur à 17. Cela montre clairement que les fondations actuelles sont inadéquates pour résister au soulèvement causé par l'événement sismique de conception.

La capacité portante du sol sous les fondations du haut-commissariat est estimée entre 750 et 1 000 kPa, d'après les résistances à la compression des carottes de roche prélevées sur place. La charge axiale a été utilisée pour calculer une charge d'appui, la pression d'appui déterminante sur le sol sous les semelles s'est avérée être de 725 kPa. Par conséquent, les fondations ont une capacité portante adéquate pour l'événement sismique de conception.

7.0 OPTIONS DE MODERNISATION SISMIQUE

7.1 Mises à niveau initiales des chemins de charge

Chacune des options de modernisation sismique décrites nécessite cinq mises à niveau de base des éléments clés du chemin de charge afin de transférer les charges sismiques au système de résistance aux forces sismiques (SRFS) et aux fondations. Ces mises à niveau de base comprennent une capacité améliorée du diaphragme du toit et du deuxième étage, un meilleur assemblage des diaphragmes du tablier au SRFS, des entretoises horizontales au niveau du toit et des mises à niveau des fondations.

Le SRFS du haut-commissariat à Bridgetown pourrait être encore amélioré par l'installation d'amortisseurs à friction dans les travées contreventées. Les amortisseurs à friction dissipent l'énergie sismique en augmentant l'amortissement d'une structure. Un amortissement accru a pour effet net de diminuer la fonction de force, comme l'illustre l'équation de mouvement ci-dessous :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t)$$

$$m\ddot{u} + ku = (f(t) - c\dot{u})$$

Où « m » est la masse, « c » est l'amortissement, « k » est la rigidité et « f(t) » est la fonction de force. L'incorporation d'amortisseurs à friction dans la mise à niveau sismique pourrait réduire la force sismique de 50 %, ce qui réduirait considérablement l'impact des mises à niveau en termes de calendrier, d'économie et d'intrusion pour les occupants du bâtiment.

Les détails et l'ampleur des mises à niveau initiales du chemin de charge dépendront du niveau de conception choisi. Le coût estimé de ces mises à niveau du chemin de charge est compris dans l'estimation des coûts de chaque option de modernisation. Cette mise à niveau comprendrait les cinq éléments suivants.

7.1.1 Mises à niveau du diaphragme du toit

Le diaphragme du toit n'a pas une capacité suffisante pour transférer les forces de cisaillement au SRFS. Les options permettant d'augmenter la capacité de cisaillement du diaphragme comprennent : des entretoises horizontales, un diaphragme en acier supplémentaire ou le remplacement du diaphragme du toit existant par un tablier en acier de calibre supérieur avec un modèle d'assemblage adapté pour résister aux charges appliquées.

7.1.2 Mises à niveau du diaphragme du deuxième étage

Selon le niveau de conception et la stratégie de modernisation, le diaphragme du deuxième étage peut nécessiter une mise à niveau pour augmenter sa capacité de cisaillement. Les options pour augmenter la capacité de cisaillement du deuxième étage sont les mêmes que pour le toit. Il s'agirait notamment de souder le tablier en acier aux éléments de soutien afin de créer un modèle de connexion acceptable pour développer la résistance du diaphragme.

7.1.3 Mises à niveau de l'assemblage entre le diaphragme et le SRFS

Le troisième élément de la mise à niveau initiale comprend le remplacement de la cornière périphérique existante par une section en acier plus grande pour à la fois transférer les charges au SRFS et résister aux forces de tension et de compression générées par la flexion du diaphragme du tablier. Actuellement, il n'y a pas de chemin de charge clairement défini entre le diaphragme et le SRFS, ce qui indique la possibilité que les diaphragmes d'étage se détachent de leurs soutiens pendant un événement sismique. La partie supérieure du mur extérieur devra être retirée pour installer la nouvelle membrure périphérique.

7.1.4 Entretoises de toit horizontales

Le niveau du toit situé entre les lignes de grille B et E et les lignes 3 et 4, 9 et 10 nécessite un contreventement horizontal. Ces entretoises sont nécessaires pour assurer un assemblage entre la petite partie du diaphragme du toit qui est séparée du diaphragme principal et le SRFS dans la direction nord-sud. Ces

entretoises horizontales sont très importantes, car le bâtiment existant ne dispose d'aucun moyen défini pour retenir latéralement cette partie du toit dans la direction nord-sud.

7.1.5 Mises à niveau des fondations

La cinquième partie de la mise à niveau initiale qui est nécessaire comprend la mise à niveau des fondations des travées contreventées. Cette mise à niveau comprendrait l'installation d'ancrages au roc pour résister à l'important soulèvement des fondations dû au SRFS. Les ancrages au roc sont considérés comme nécessaires dans tous les cas de charge, y compris le cas de charge de 60 %. Cette mise à niveau nécessite également une mise à niveau de l'assemblage poteau-fondation pour résister aux forces de haute tension présentes dans les conditions de soulèvement. Cet assemblage impliquerait une plaque de base en acier plus grande et un pilier en béton pour accueillir plus de boulons d'ancrage afin de transférer les forces aux ancrages au roc.

7.2 Option 1 – Remplacer les éléments de contreventement

La faisabilité du remplacement des éléments de contreventement diagonaux dans les travées contreventées du haut-commissariat par des éléments plus grands, comme moyen d'augmenter la capacité de son système de résistance aux forces sismiques, a été étudiée.

Cette option a été étudiée en supposant que les diaphragmes du deuxième étage et du toit seront améliorés pour augmenter leurs capacités de cisaillement et que les fondations seront mises à niveau pour résister aux forces de soulèvement nécessaires. Dans la conception des bâtiments à charpente contreventée, il est nécessaire que les éléments de contreventement diagonaux soient le point du SRFS où se produit la déformation. Au fur et à mesure que la résistance des éléments diagonaux augmente, la résistance requise des autres composants du SRFS doit également augmenter, y compris l'assemblage des éléments, le transfert de cisaillement entre les charpentes contreventées et les diaphragmes, les diaphragmes et la capacité de la fondation. Dans cette option, les forces sismiques ne sont réparties que sur cinq ou quatre travées contreventées dans les directions nord et sud respectivement. Par conséquent, les forces sismiques sont plus concentrées, ce qui entraîne des charges plus élevées dans les diaphragmes du tablier adjacents aux travées contreventées et dans les fondations supportant les travées contreventées.

Il est prévu que les revêtements de finition intérieure dans la zone de chaque travée contreventée soient enlevés pour permettre l'accès aux éléments de contreventement existants. Les éléments de contreventement existants seront enlevés et des entretoises plus grandes seront fournies, y compris de nouveaux détails d'assemblage pour s'adapter aux nouvelles capacités des éléments. Le résultat final serait une travée contreventée avec des éléments de contreventement diagonaux ayant une capacité de résistance à la traction plus élevée.

Les conceptions initiales pour les cas de charge de 60 %, 100 % et 150 % de capacité ont été achevées. Les conceptions sont fondées sur les forces sismiques calculées conformément au CNBC 2005, un site de classe C pour le haut-commissariat, comme spécifié par Golder Associates, et les propriétés des matériaux vérifiées dans le cadre de l'enquête structurelle. Les forces sismiques globales exercées sur le bâtiment ont été réparties sur chaque travée contreventée en fonction de sa rigidité relative. La conception des éléments a été réalisée en conformité générale avec le CNBC 2005 et la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier.

7.2.1 Option 1a – Remplacement des éléments de contreventement – Capacité de 100 %

Pour atteindre le seuil de capacité de 100 %, il a été déterminé que des éléments diagonaux L127 x 89 x 16 et L89 x 89 x 13 seraient nécessaires aux niveaux du rez-de-chaussée au deuxième étage et du deuxième étage au toit, respectivement, dans les charpentes contreventées. Ces éléments sont considérablement plus grands que les éléments existants. La taille de l'élément choisi est fondée sur une aire transversale requise.

Il est nécessaire de renforcer les poteaux de toutes les travées contreventées du rez-de-chaussée au deuxième étage, à l'exception de la travée contreventée 2 (poteaux 46 et 47). Pour renforcer les poteaux, deux plaques 12 x 100 doivent être soudées aux deux faces de chaque poteau afin de compléter la capacité de flexion selon l'axe fort du poteau (c.-à-d., perpendiculairement à la direction du mur) du niveau du rez-de-chaussée au deuxième étage.

On estime que 850 000 dollars canadiens seraient nécessaires pour atteindre le seuil de capacité de 100 %. Cette estimation comprend les mises à niveau initiales du chemin de charge, le remplacement des éléments diagonaux

existants, le renforcement de l'assemblage des éléments et la remise en état des finitions architecturales.

On estime qu'il faudra entre 8 et 16 mois pour achever les travaux décrits ci-dessus. Le niveau d'intrusion de ce travail dans le fonctionnement quotidien du haut-commissariat est considéré comme élevé. Pour une meilleure efficacité de l'achèvement des travaux, il est recommandé que le haut-commissariat soit libéré la plupart du temps pendant que les travaux de rénovation sont en cours d'achèvement.

7.2.2 Option 1b – Remplacement des éléments de contreventement – Capacité de 60 %

Lors de l'examen du seuil de capacité de 60 %, il a été déterminé que les éléments diagonaux L76 x 76 x 6,4 existants sont insuffisants dans toutes les travées contreventées. Dans toutes les travées, les nouvelles cornières L89 x 76 x 13 et L76 x 76 x 9,5 se sont avérées suffisantes pour résister aux charges sismiques du rez-de-chaussée au deuxième étage et du deuxième étage au toit, respectivement.

Pour renforcer les poteaux, des plaques en acier doivent être soudées aux deux faces de chaque poteau, perpendiculairement à la direction du mur. Ces plaques doivent être des plaques en acier 6 x 100 pour tous les poteaux, du rez-de-chaussée au deuxième étage.

On estime que 715 000 dollars canadiens seraient nécessaires pour atteindre le seuil de capacité de 60 %. Cette estimation des coûts comprend les mises à niveau initiales requises pour les diaphragmes et les fondations en acier existants mentionnés ci-dessus.

La durée estimée pour achever la modernisation au niveau de capacité de 60 % reste inchangée, soit 8 à 16 mois, et le niveau d'intrusion dans le fonctionnement quotidien du haut-commissariat reste élevé.

7.2.3 Option 1c – Remplacement des éléments de contreventement – Capacité de 150%

Pour atteindre le seuil de capacité de 150 %, il a été déterminé que des éléments diagonaux L127 x 127 x 22 et L127 x 89 x 16 seraient nécessaires dans chacune des travées contreventées du rez-de-chaussée au deuxième étage et du deuxième étage au toit, respectivement. Ces éléments sont considérablement plus grands que les éléments existants et il peut être

nécessaire d'examiner la possibilité de les intégrer dans les murs existants. La taille de l'élément choisi est fondée sur une aire transversale nécessaire pour atteindre la capacité de traction.

Il est également nécessaire de renforcer les poteaux de toutes les travées contreventées du rez-de-chaussée au deuxième étage. Pour renforcer les poteaux, des plaques en acier doivent être soudées aux deux faces de chaque poteau, perpendiculairement à la direction du mur, du rez-de-chaussée au deuxième étage. Ces plaques doivent être des plaques en acier 16 x 100 pour tous les poteaux, sauf les poteaux 2 et 7, qui doivent être renforcés par deux plaques 20 x 100.

On estime qu'environ 1 300 000 dollars canadiens seraient nécessaires pour atteindre le seuil de capacité de 150 %. Le coût estimé pour effectuer les mises à niveau initiales requises augmenterait probablement, car des diaphragmes, des modèles d'assemblage de diaphragme, des éléments de transfert de cisaillement et des fondations plus solides seraient nécessaires. Ces coûts supplémentaires estimés sont pris en compte dans l'estimation.

La durée estimée pour achever la modernisation au niveau de capacité de 150% reste inchangée, soit 8 à 16 mois, et le niveau d'intrusion dans le fonctionnement quotidien du haut-commissariat reste élevé.

7.3 Option 2 – Travées contreventées supplémentaires

La faisabilité de l'ajout d'entretoises diagonales aux charpentes en acier actuellement non contreventées du haut-commissariat comme moyen d'augmenter la capacité de son système de résistance aux forces sismiques a été étudiée.

L'emplacement des travées contreventées supplémentaires serait situé le long du périmètre du bâtiment comme les travées contreventées existantes. Les nouvelles travées seraient placées de manière à ne pas interférer avec les détails architecturaux tels que les grandes fenêtres de l'entrée avant du bâtiment. Il serait nécessaire de placer les travées contreventées dans une disposition telle que le centre de rigidité du bâtiment ne soit pas décalé par rapport au centre de masse du bâtiment. Ce déplacement entraînerait l'amplification des forces de cisaillement dans le bâtiment en raison d'une torsion accrue. La disposition supposée des travées contreventées supplémentaires est indiquée sur le dessin S1 de l'annexe F.

L'augmentation du nombre de travées contreventées dans une direction de charge donnée est un moyen efficace de répartir les forces sismiques appliquées à un bâtiment sur un plus grand nombre d'éléments résistant aux forces sismiques, ce qui se traduit par des charges plus faibles dans chaque élément. Les travées contreventées supplémentaires contribuent également à la redondance de la structure, qui est un élément de la norme ASCE 31-03 – 3.7.4S, Liste de vérification des structures supplémentaires pour le bâtiment de type S2 : Charpentes contreventées en acier avec diaphragmes rigides.

Si cette option est utilisée, la magnitude des forces dans les travées contreventées sera répartie sur un plus grand nombre de travées et les forces associées dans les diaphragmes seront donc réduites. On prévoit une réduction du niveau des travaux nécessaires pour renforcer les diaphragmes et les fondations.

Les revêtements de finition intérieure dans la zone de chaque travée contreventée à modifier seraient enlevés pour permettre l'accès aux éléments en acier existants. Chaque travée contreventée supplémentaire nécessiterait l'installation de plaques pour des détails de connexion similaires à ceux observés sur place. La résistance des nouveaux détails d'assemblage doit être telle que la connexion soit environ 1,1 fois plus résistante que l'élément diagonal. Il est également nécessaire dans cette option de prévoir une capacité de soulèvement au niveau des fondations des nouvelles travées contreventées.

Une analyse préliminaire a été effectuée pour déterminer la faisabilité d'ajouter des travées contreventées supplémentaires pour résister à 60 %, 100 % et 150 % des forces sismiques calculées conformément au CNBC 2005. Les résultats de l'analyse préliminaire pour chaque cas de charge sont présentés dans les sous-sections suivantes. Dans chaque cas, l'analyse préliminaire a été réalisée en conformité générale avec le CNBC 2005 et la norme CAN/CSA S16-F01, Règles de calcul aux états limites des charpentes en acier.

7.3.1 Option 2a – Travées contreventées supplémentaires – Capacité de 100 %

Il a été déterminé que l'ajout de travées contreventées, comme illustré dans le dessin S1 de

l'annexe E, réduit considérablement la charge dans les entretoises diagonales; cependant, toutes les travées contreventées existantes nécessitent encore des éléments diagonaux plus grands. Il a été déterminé qu'un élément ayant une

aire transversale de 2 100 mm² serait suffisant pour résister aux charges appliquées. Cette aire transversale pourrait être obtenue en utilisant des cornières L89 x 89 x 13 comme nouveaux éléments diagonaux dans les travées supplémentaires à contreventer ainsi que dans les travées contreventées existantes.

Pour que le bâtiment atteigne une capacité de 100 % dans la disposition de l'option 2, les colonnes doivent être renforcées entre le rez-de-chaussée et le deuxième étage pour obtenir une capacité adéquate. Pour les poteaux, il faut souder deux plaques 12 x 100 sur les faces des poteaux, alignées perpendiculairement à la direction du mur.

On estime que 500 000 dollars canadiens seraient nécessaires pour mettre en place les quatre travées contreventées supplémentaires. Cette estimation des coûts comprend le coût estimé pour ajouter les nouvelles entretoises, mettre à niveau les entretoises diagonales existantes, renforcer les semelles sous-jacentes et remettre en état les finitions architecturales.

La durée estimée pour achever la modernisation au niveau de capacité de 100 % pour cette option est comprise entre 8 et 16 mois. Le niveau d'intrusion dans le fonctionnement quotidien du haut-commissariat est considéré comme élevé. Ainsi, on s'attendrait à ce que le haut-commissariat doive être libéré la plupart du temps pendant que les travaux de rénovation étaient en cours d'achèvement.

7.3.2 Option 2b – Travées contreventées supplémentaires – Capacité de 60 %

Il a été déterminé que dans le cas d'une charge de capacité de 60 %, l'ajout de travées contreventées entraîne des rapports demande/capacité inférieurs à 1,0 pour les éléments diagonaux existants. On suppose que les éléments de contreventement dans les nouvelles travées contreventées correspondent aux contreventements existants (76 x 76 x 6,4).

Tous les poteaux se sont avérés avoir une capacité suffisante pour résister au seuil de capacité de 60 %.

On estime que 420 000 dollars canadiens seraient nécessaires pour atteindre le seuil de capacité de 60 %. Cette estimation des coûts comprend les mises à niveau initiales requises pour les diaphragmes en acier existants mentionnés ci-dessus et les mises à niveau nécessaires pour les semelles existantes. La durée estimée pour achever la modernisation au niveau de capacité de 60%

reste inchangée, soit 8 à 16 mois, et le niveau d'intrusion dans le fonctionnement quotidien du haut-commissariat reste élevé.

7.3.3 Option 2c – Travées contreventées supplémentaires – Capacité de 150%

Il a été déterminé que dans le cas de 150 %, toutes les travées contreventées existantes nécessiteraient des éléments diagonaux plus grands malgré les travées contreventées supplémentaires. Les mises à niveau initiales requises seraient également nécessaires ainsi que la mise à niveau des semelles. Les éléments diagonaux nécessaires pour ce cas de charge se sont avérés être des éléments L102 x 102 x 13. Il est également nécessaire de renforcer les poteaux de toutes les travées contreventées du rez-de-chaussée au deuxième étage. Pour renforcer les poteaux, des plaques en acier doivent être soudées aux deux faces de chaque poteau, perpendiculairement à la direction du mur. Ces plaques doivent être des plaques en acier 12 x 100 pour tous les poteaux, sauf les poteaux 2, 7, 3 et 4, qui doivent être renforcés par deux plaques 16 x 100.

On estime que 730 000 dollars canadiens seraient nécessaires pour moderniser le bâtiment afin qu'il atteigne 150 % de la capacité requise en utilisant des travées contreventées supplémentaires et en remplaçant des éléments. Le coût estimé pour effectuer les mises à niveau initiales requises augmenterait probablement, car des diaphragmes, des modèles d'assemblage de diaphragme, des éléments de transfert de cisaillement et des fondations plus solides seraient nécessaires. Cette augmentation est prise en compte dans l'estimation.

La durée estimée pour achever la modernisation au niveau de capacité de 150% pour cette option est comprise entre 12 et 16 mois. Le niveau d'intrusion est considéré comme élevé et nécessiterait probablement que le haut-commissariat soit libéré la plupart du temps pendant que les travaux de rénovation étaient en cours d'achèvement.

7.4 Résumé des options de modernisation

Les points clés de chaque option de modernisation sont résumés dans le tableau 8 à des fins de comparaison.

Option de modernisation	Cas de charge	Estimation des coûts (dollars canadiens)	Durée estimative	Niveau d'intrusion
--------------------------------	----------------------	---	-------------------------	---------------------------

Remplacer les éléments de contreventement existants	60 %	0,71 M\$	8 à 6 mois	Élevé
	100 %	0,85 M\$	8 à 6 mois	Élevé
	150 %	1,30 M\$	8 à 6 mois	Élevé
Travées contreventées supplémentaires	60 %	0,42 M\$	8 à 6 mois	Élevé
	100 %	0,50 M\$	8 à 6 mois	Élevé
	150 %	0,73 M\$	12 à 6 mois	Élevé

Tableau 8 – Résumé des options de modernisation

7.5 Explication des estimations des coûts

Les estimations des coûts élaborées pour chaque option de modernisation parasismique sont fondées sur les taux moyens de main-d'œuvre et de matériaux en Amérique du Nord, tirés de manuels d'estimation de construction publiés, avec des facteurs appliqués pour tenir compte des travaux difficiles et/ou intrusifs. Ces tarifs sont applicables au Canada uniquement. L'application de ces taux au marché de la construction de Bridgetown devrait être vérifiée. Une contingence de 15 % a également été incluse dans chaque estimation des coûts.

8.0 MISES À NIVEAU DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX

Un certain nombre de composants non structuraux du haut-commissariat ont été déterminés comme ayant le potentiel, avec certaines modernisations parasismiques, d'augmenter la sécurité des occupants du bâtiment. Ces éléments comprennent les murs en maçonnerie, les fenêtres, les conduites d'alimentation en gaz et tuyauterie du système d'extinction d'incendie, ainsi que le contreventement des équipements mécaniques et électriques. La solution de modernisation parasismique proposée pour chaque composant est abordée ci-dessous.

Lors d'un événement sismique, il est possible que des parties des murs de maçonnerie non renforcés et des cloisons du haut-commissariat basculent dans la zone adjacente à l'intérieur du bâtiment. Cela constitue un grave danger pour la sécurité des occupants du bâtiment. L'installation d'une cornière en acier pour contreventer les sommets de ces murs est un moyen efficace d'atténuer ce danger potentiel. L'angle en acier serait nécessaire au sommet des murs. Le coût estimé pour réaliser ces travaux est de 10 000 dollars canadiens.

Rien n'indique que les fenêtres du haut-commissariat contiennent du verre de sécurité ou ont été traitées avec un film de sécurité. L'objectif du verre de

sécurité ou d'un film de sécurité est d'empêcher la vitre de se détacher de la charpente et/ou de se briser lors d'un événement sismique ou d'un autre événement similaire et de blesser les occupants du bâtiment. Les coûts estimés pour appliquer un film de sécurité sur chaque fenêtre ou pour remplacer les fenêtres par du verre de sécurité feuilleté sont de 25 000 et 75 000 dollars canadiens, respectivement.

Les dommages causés aux conduites d'alimentation en gaz naturel lors d'un événement sismique ont un potentiel élevé de provoquer un incendie de bâtiment. L'installation de renforts sur les conduites de gaz et les conduites du système d'extinction des incendies contribuerait à atténuer ce risque. Le coût estimé pour fournir et installer ces entretoises serait d'environ 200 dollars canadiens parrenfort.

Des raccords flexibles doivent être installés sur la tuyauterie du système d'extinction des incendies pour permettre un certain mouvement latéral du système sans compromettre les tuyaux. Le coût estimé pour fournir et installer les raccords serait d'environ 150 dollars canadiens par raccord.

Les meubles de grande taille, comme les armoires et les étagères, peuvent présenter un risque pour la sécurité lors d'un événement sismique, car ils peuvent basculer sur les occupants du bâtiment ou bloquer les moyens d'évacuation du bâtiment. L'ancrage des meubles aux murs adjacents est un moyen efficace et relativement peu coûteux de réduire ce risque. Le contreventement de tout luminaire ou équipement suspendu doit également être pris en compte.

9.0 RECOMMANDATIONS

Hypothèses

Les résultats de l'analyse présentés dans les tableaux 5, 6 et 7 sont fondés sur les hypothèses suivantes :

- Les dimensions des éléments et les détails de renforcement sont indiqués sur les dessins de structure.
- Les propriétés des matériaux sont celles indiquées sur les dessins de structure et dans le tableau 4 du présent rapport.
- La classe de site C a été retenue d'après les indications préliminaires de l'étude du site entreprise par Golder Associates. Le rapport géotechnique

final indique qu'un site de classe A peut être utilisé, ce qui réduirait les forces sismiques de 20 %. Aucune considération n'a été accordée au glissement de terrain en pente ou à la liquéfaction du sol de fondation sous-jacent.

- Les valeurs d'accélération spectrale fournies par le MAECI ne tiennent pas compte des effets locaux ou proches des effets des défaillances.

Les résultats de l'analyse indiquent que le système de résistance aux forces sismiques (SRFS) du haut-commissariat à Bridgetown a une capacité inadéquate pour atteindre l'objectif de performance d'occupation immédiate pendant l'événement sismique de conception.

Recommandations

Cinq mises à niveau fondamentales du chemin de charge sont recommandées afin que les forces sismiques latérales soient correctement transmises au SRFS. Ces mises à niveau sont les suivantes :

1. Ajout d'entretoises horizontales ou d'un diaphragme en acier de plus grande capacité sur le toit ou le remplacement du diaphragme du toit existant par un tablier en acier de calibre supérieur avec un modèle d'assemblage adapté aux charges appliquées.
2. Mise à niveau de la capacité du diaphragme du deuxième étage en utilisant les mêmes méthodes que celles décrites pour le diaphragme du toit ci-dessus. Il s'agirait également de souder le tablier en acier aux éléments de soutien afin de créer un modèle de connexion acceptable pour développer la résistance du diaphragme.
3. Remplacement de la poutre périphérique existante le long du périmètre des diaphragmes afin de transférer adéquatement les charges au SRFS.
4. Placement d'entretoises horizontales au niveau du toit situé entre les lignes de grille B et E et les lignes de grille 3 et 4, 9 et 10. Ces entretoises sont nécessaires pour assurer un assemblage entre la petite partie du diaphragme du toit qui est séparée du diaphragme principal et le SRFS dans la direction nord-sud.
5. Mise en place d'ancrages au roc et d'autres mises à niveau des fondations afin de fournir une capacité de soulèvement suffisante aux charpentes contreventées pour résister à l'événement sismique de conception.

Il est recommandé que la résistance de l'acier de construction composant le SRFS soit confirmée par des essais intrusifs, la capacité du SRFS étant directement basée sur la résistance du matériau et contribuant donc substantiellement à la capacité du SRFS.

Compte tenu des coûts estimés, de la durée et du niveau d'intrusion, il est recommandé que l'ajout de nouvelles travées contreventées, ainsi que le remplacement des éléments de contreventement existants, soient poursuivis pour la modernisation parasismique du haut-commissariat à Bridgetown. Cette option nécessite la modernisation d'un plus grand nombre de travées contreventées; cependant, les effets sur le diaphragme du tablier et les fondations seront réduits. Cette option réduit les forces sismiques sur le diaphragme du tablier et les fondations, qui sont les aspects les plus coûteux, les plus longs et les plus intrusifs du projet de modernisation. Il est recommandé que pour une augmentation modérée du coût estimé, le seuil de capacité de 150 % soit atteint, ce qui représente une performance sismique au niveau de performance d'occupation immédiate, comme requis. L'incorporation d'amortisseurs à friction dans la stratégie de modernisation parasismique réduirait l'incidence de la modernisation en termes de calendrier et de coût de construction et l'incidence sur les occupants du bâtiment. Les amortisseurs à friction sont spécifiquement conçus pour être utilisés dans les systèmes de résistance aux forces sismiques des travées contreventées. L'utilisation d'amortisseurs à friction réduira considérablement les forces sismiques dans les diaphragmes et les fondations à un niveau où les diaphragmes et les fondations existants peuvent avoir une capacité adéquate pour résister à l'événement sismique de conception, ce qui réduirait considérablement le coût de la modernisation.

Un certain nombre d'éléments non structuraux se sont révélés non conformes, comme indiqué à la section 4.0. Certains éléments comme les vitrages, les équipements mécaniques et électriques non contreventés et les conduites de fluides et de gaz non contreventées peuvent constituer un danger pour la sécurité des occupants du bâtiment et influencer le fonctionnement du bâtiment suite à un événement sismique. Il est entendu que le vitrage ne comporte pas de film anti-éclats et n'est ni un verre trempé ni un verre renforcé. Si le vitrage se détache lors d'un événement sismique, il peut tomber, ce qui constitue une menace pour les occupants du bâtiment. Les équipements mécaniques et/ou électriques non contreventés ou les conduites de fluides et de gaz non contreventées doivent également être contreventés à la structure afin d'éviter tout mouvement ou basculement en cas d'événement sismique et d'assurer un

fonctionnement continu. On a constaté que les cloisons et les murs de maçonnerie non renforcés n'étaient pas contreventés au sommet. Les murs pourraient ainsi basculer lors d'un événement sismique, ce qui constituerait une menace pour les occupants du bâtiment.

10.0 RÉSUMÉ ET CONCLUSION

Le haut-commissariat à Bridgetown est une structure de charpentes contreventées en acier composée de poteaux en APCC, de poutres en acier et d'entretoises diagonales en acier. Le haut-commissariat à Bridgetown appartient au MAECI et constitue une infrastructure de groupe 1. Le haut-commissariat est censé atteindre l'objectif de performance d'occupation immédiate. Les dessins de structure ont été utilisés pour déterminer la disposition de la structure, les dimensions des éléments, les détails du renforcement et les propriétés des matériaux des composants structuraux. Une procédure de force statique équivalente et une analyse de réponse modale dynamique ont été réalisées pour évaluer la performance sismique de la structure.

Les résultats de l'analyse indiquent que le système de résistance aux forces sismiques n'a pas une capacité suffisante pour atteindre l'objectif de performance d'occupation immédiate pendant l'événement sismique de conception, conformément au CNBC 2005 et à la norme ASCE 31-03, comme l'indique l'annexe A. Les entretoises diagonales en acier ont des rapports demande/capacité supérieurs à 1,0, la capacité de soulèvement des fondations est inadéquate pour les charges de conception et les diaphragmes du tablier en acier du deuxième étage et du toit sont inadéquats pour transférer les charges sismiques au système de résistance aux forces sismiques. La combinaison de ces trois problèmes indique que le système de résistance aux forces latérales du haut-commissariat à Bridgetown ne répondrait pas à l'objectif de performance souhaité et pourrait être considérablement endommagé pendant l'événement sismique de conception. Cela signifierait des réparations plus importantes, une période de fonctionnement possible après l'événement sismique de conception et des pertes de vie potentielles.

Il est recommandé de procéder à une étude plus détaillée de ces composants sur le site, notamment en enlevant les revêtements de finition et en effectuant des tests intrusifs, ce qui permettrait d'obtenir plus d'informations sur la capacité de ces composants à atteindre l'objectif de performance d'occupation immédiate. La portée de l'étude comprendrait un examen du modèle de soudage tel que construit utilisé pour fixer les diaphragmes en acier aux

éléments de soutien et un examen des détails d'assemblage aux éléments diagonaux.

Un certain nombre d'éléments non structuraux ont été jugés non conformes aux listes de vérification de l'ASCE 31-03, notamment les vitrages, les cloisons non contreventées et les murs de maçonnerie non renforcée, les systèmes mécaniques et électriques non contreventés et les conduites de fluide et de gaz non contreventées. Ces éléments pourraient constituer une menace pour la sécurité des occupants du bâtiment et influencer le fonctionnement de la structure après l'événement sismique de conception. Le haut-commissariat à Bridgetown est censé atteindre l'objectif de performance d'occupation immédiate.

Remédier à ces lacunes permettrait d'améliorer la performance de la structure après l'événement sismique de conception.

Deux options de modernisation visant à augmenter la capacité sismique du haut-commissariat ont été élaborées et leurs coûts ont été estimés. Compte tenu du coût estimé, de la durée et du niveau d'intrusion, il est recommandé que l'ajout de nouvelles travées contreventées et le remplacement des éléments de contreventement existants par des amortisseurs à friction soient poursuivis pour la modernisation parasismique du haut-commissariat à Bridgetown. Il est recommandé que, pour une augmentation modérée du coût estimé, le seuil de capacité de 150 % puisse être atteint. Cette option de modernisation réduirait au minimum les mises à niveau requises des diaphragmes en acier au niveau du toit et du deuxième étage ainsi qu'aux fondations, y compris l'installation d'ancrages au roc pour résister correctement aux forces de soulèvement associées à un événement sismique de conception.

Ce 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 bénéfice 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 droit d'auteur et ne peut être reproduit ou utilisé, autrement que par le MAECI dans le but indiqué, sans le consentement écrit explicite de J.L. Richards & Associates Limited.

Rédigé par :

J.L. RICHARDS & ASSOCIATES
LIMITED

Jennifer A. Stephenson, ing.

Examiné par :

J.L. RICHARDS & ASSOCIATES LIMITED

John R. Elliot, ing.

ANNEXE A
MÉTHODE D'ÉVALUATION SISMIQUE

La portée du travail pour ce projet, tel que défini par le MAECI, est la suivante :

- Effectuer une évaluation sismique conformément à la norme ASCE/SEI 31-03, telle que modifiée dans l'énoncé des travaux.
- Les infrastructures du groupe 1 doivent être évaluées en fonction des critères d'occupation immédiate (OI) et celles du groupe 2 en fonction des critères de sécurité des personnes (SP).
- Une évaluation de niveau 1 et de niveau 2 est requise pour toutes les infrastructures.
- Examiner toute la documentation existante mise à disposition par le MAECI.
- Pour les missions du groupe 1, planifier et lancer des ouvertures de démolition exploratoires pour vérifier les détails structuraux existants, l'état de la structure, les propriétés des matériaux, etc.
- Un modèle structural tridimensionnel est requis pour toutes les infrastructures du groupe 1 et au besoin pour les infrastructures du groupe 2 (lacunes).
- Vérifier la classe de site/l'aléa sismique, supposer un site de classe D lorsqu'aucune information n'est fournie.
- Calculer la capacité de charge latérale et la comparer au cisaillement statique équivalent à la base calculé selon le Code national du bâtiment du Canada 2005 (CNBC 2005)

- Pour les infrastructures du groupe 1, examiner la performance sismique des éléments non structuraux.
- Préparer un rapport écrit et assister à une réunion à Ottawa pour examiner l'ébauche du rapport.

Méthode d'évaluation sismique selon la norme ASCE 31-03, telle que modifiée pour être conforme (AMHA) à la section 4.1.8 du CNBC 2005.

Niveau 1

Les propriétés des matériaux suivantes doivent être utilisées, à moins que les propriétés des matériaux ne soient spécifiées dans la documentation existante fournie par le MAECI :

Béton – $f'_c = 13$ MPa;

Acier d'armature – $f_y = 210$ MPa;

Acier de structure – $F_y = 210$ MPa;

Maçonnerie – $f'_m = 6$ MPa.

3.2 Aucune exemption ne sera accordée pour les bâtiments de référence.

3.5 La pseudo force latérale sera calculée conformément à la section 4.1.8.11 du CNBC 2005, y compris les valeurs d'accélération spectrale, le facteur M_v , le facteur I_e , le poids sismique W et les facteurs R_d et R_o . Par contre les valeurs d'accélération spectrale fournies par le MAECI seront modifiées par $S(t)*0,6$. Les facteurs f_a et f_v seront fondés sur les tableaux 4.1.8.4B et 4.1.8.4C du CNBC 2005.

Les cisaillements d'étage seront distribués comme décrit dans la section 4.1.8.11-6 du CNBC 2005.

Les effets des modes supérieurs seront calculés comme décrit dans la section 4.1.8.11-5 du CNBC 2005.

Le moment de renversement de base sera réduit comme décrit dans la section 4.1.8.11-7 du CNBC 2005.

Les valeurs d'accélération spectrale seront calculées conformément à la section 4.1.8.4 du CNBC 2005, sauf qu'un facteur de modification de 0,6 sera appliqué aux valeurs d'accélération spectrale.

La période de construction sera calculée conformément à la section 4.1.8.11-3 du CNBC 2005

Des vérifications rapides de la dérive d'étage des charpentes résistant aux moments, des contraintes de cisaillement dans les poteaux de charpente en béton, des contraintes de cisaillement dans les murs de cisaillement, des contreventements diagonaux, des assemblages préfabriqués, des contraintes axiales dues au renversement, des forces d'assemblage des diaphragmes flexibles et des éléments précontraints seront effectuées, le cas échéant.

3.7 Les listes de vérification structurales appropriées seront effectuées. Pour la sécurité des personnes, des listes de vérification des structures, des structures supplémentaires, des dangers géologiques du site et des fondations, des éléments non structuraux de base et des éléments non structuraux intermédiaires seront effectuées. Pour l'objectif de performance d'occupation immédiate, des listes de vérification des structures, des structures supplémentaires, des dangers géologiques du site et des fondations, des éléments non structuraux de base, des éléments non structuraux intermédiaires et des éléments non structuraux supplémentaires seront effectuées.

Niveau 2

Une analyse dynamique sera effectuée conformément au CNBC 2005 4.1.8.12.

ANNEXE B
PHOTOGRAPHIES DU SITE



Bridgetown_March8_2010
094.jpg



Bridgetown_March8_2010
095.jpg



Bridgetown_March8_2010
096.jpg



Bridgetown_March8_2010
097.jpg



Bridgetown_March8_2010
098.jpg



Bridgetown_March8_2010
099.jpg



Bridgetown_March8_2010
099s.JPG



Bridgetown_March8_2010
100.jpg



Bridgetown_March8_2010
101.jpg



Bridgetown_March8_2010
102.jpg



Bridgetown_March8_2010
113s.JPG



Bridgetown_March8_2010
128s.JPG



Bridgetown_March8_2010
139s.JPG



Bridgetown_March8_2010
147s.JPG



Bridgetown_March8_2010
018.jpg



Bridgetown_March8_2010
019.jpg



Bridgetown_March8_2010
020.jpg



Bridgetown_March8_2010
021.jpg



Bridgetown_March8_2010
022.jpg



Bridgetown_March8_2010
022s.JPG



Bridgetown_March8_2010
023.jpg



Bridgetown_March8_2010
023s.JPG



Bridgetown_March8_2010
024.jpg



Bridgetown_March8_2010
025.jpg



Bridgetown_March8_2010
026.jpg



Bridgetown_March8_2010
027.jpg



Bridgetown_March8_2010
028.jpg



Bridgetown_March8_2010
029.jpg



Bridgetown_March8_2010
030.jpg



Bridgetown_March8_2010
031.jpg



Bridgetown_March8_2010
032.jpg



Bridgetown_March8_2010
033.jpg



Bridgetown_March8_2010
034.jpg



Bridgetown_March8_2010
035.jpg



Bridgetown_March8_2010
036.jpg



Bridgetown_March8_2010_037.jpg



Bridgetown_March8_2010_038.jpg



Bridgetown_March8_2010_039.jpg



Bridgetown_March8_2010_040.jpg



Bridgetown_March8_2010_041.jpg



Bridgetown_March8_2010_041s.JPG



Bridgetown_March8_2010_042.jpg



Bridgetown_March8_2010_043.jpg



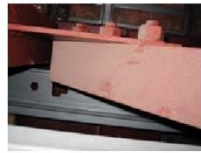
Bridgetown_March8_2010_044.jpg



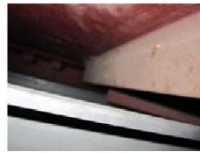
Bridgetown_March8_2010_045.jpg



Bridgetown_March8_2010_046.jpg



Bridgetown_March8_2010_047.jpg



Bridgetown_March8_2010_048.jpg



Bridgetown_March8_2010_049.jpg



Bridgetown_March8_2010_050.jpg



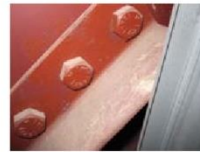
Bridgetown_March8_2010_051.jpg



Bridgetown_March8_2010_052.jpg



Bridgetown_March8_2010_053.jpg



Bridgetown_March8_2010_054.jpg



Bridgetown_March8_2010_055.jpg



Bridgetown_March8_2010_056.jpg



Bridgetown_March8_2010_057.jpg



Bridgetown_March8_2010_058.jpg



Bridgetown_March8_2010_059.jpg



Bridgetown_March8_2010_060.jpg



Bridgetown_March8_2010_061.jpg



Bridgetown_March8_2010_062.jpg



Bridgetown_March8_2010_062s.JPG



Bridgetown_March8_2010_063.jpg



Bridgetown_March8_2010_064.jpg



Bridgetown_March8_2010_065.jpg



Bridgetown_March8_2010_066.jpg



Bridgetown_March8_2010_067.jpg



Bridgetown_March8_2010_068.jpg



Bridgetown_March8_2010_069.jpg



Bridgetown_March8_2010
070.jpg



Bridgetown_March8_2010
071.jpg



Bridgetown_March8_2010
072.jpg



Bridgetown_March8_2010
073.jpg



Bridgetown_March8_2010
074.jpg



Bridgetown_March8_2010
075.jpg



Bridgetown_March8_2010
076.jpg



Bridgetown_March8_2010
077.jpg



Bridgetown_March8_2010
078.jpg



Bridgetown_March8_2010
079.jpg



Bridgetown_March8_2010
080.jpg



Bridgetown_March8_2010
081.jpg



Bridgetown_March8_2010
082.jpg



Bridgetown_March8_2010
083.jpg



Bridgetown_March8_2010
084.jpg



Bridgetown_March8_2010
085.jpg



Bridgetown_March8_2010
086.jpg



Bridgetown_March8_2010
087.jpg



Bridgetown_March8_2010
088.jpg



Bridgetown_March8_2010
089.jpg



Bridgetown_March8_2010
090.jpg



Bridgetown_March8_2010
091.jpg



Bridgetown_March8_2010
092.jpg



Bridgetown_March8_2010
093.jpg

ANNEXE C
LISTES DE VÉRIFICATION DE L'ASCE/SEI 31-03

3.7.4 Liste de vérification des structures de base pour le type de bâtiment S2 : Charpentes contreventées en acier avec diaphragmes rigides

Système de l'immeuble

- C NC S.O. CHEMIN DE CHARGE : La structure doit contenir au moins un chemin de charge complet pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate pour les effets de la force sismique à partir de toute direction horizontale qui sert à transférer les forces d'inertie de la masse à la fondation. (Niveau 2 : sec. 4.3.1.1)
- C NC S.O. BÂTIMENTS ADJACENTS : La distance libre entre le bâtiment en cours d'évaluation et tout bâtiment adjacent doit être supérieure à 4 % de la hauteur du bâtiment le plus court pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.3.1.2)
- C NC S.O. MEZZANINES : Les mezzanines intérieures doivent être contreventées indépendamment de la structure principale ou doivent être ancrées aux éléments de résistance aux forces latérales de la structure principale. (Niveau 2 : sec. 4.3.1.3)
- C NC S.O. ÉTAGE FAIBLE : La résistance du système de résistance aux forces latérales à n'importe quel étage ne doit pas être inférieure à 80 % de la résistance d'un étage adjacent, supérieur ou inférieur, pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.3.2.1)
- C NC S.O. ÉTAGE SOUPLE : La rigidité du système de résistance aux forces latérales à n'importe quel étage ne doit pas être inférieure à 70 % de la rigidité du système de résistance aux forces latérales d'un étage adjacent situé au-dessus ou au-dessous, ou inférieure à 80 % de la rigidité moyenne du système de résistance aux forces latérales des trois étages situés au-dessus ou au-dessous pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.3.2.2)
- C NC S.O. GÉOMETRIE : Il ne doit pas y avoir de changement dans la dimension horizontale du système de résistance aux forces latérales de plus de 30 % dans un étage par rapport aux étages adjacents pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate, à l'exception des constructions hors-toit et des mezzanines d'un étage. (Niveau 2 : sec. 4.3.2.3)
- C NC S.O. DISCONTINUITÉS VERTICALES : Tous les éléments verticaux du système de résistance aux forces latérales doivent être continus jusqu'à la fondation. (Niveau 2 : sec. 4.3.2.4)

C NC S.O. MASSE : Il ne doit pas y avoir de changement de masse effective de plus de 50 % d'un étage à l'autre pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. Les toits légers, les constructions hors-toit et les mezzanines ne doivent pas être pris en compte. (Niveau 2 : sec. 4.3.2.5)

C NC S.O. TORSION : La distance estimée entre le centre de masse de l'étage et le centre de rigidité de l'étage doit être inférieure à 20 % de la largeur du bâtiment, dans l'une ou l'autre des dimensions du plan, pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.3.2.6)

C NC S.O. DÉTÉRIORATION DE L'ACIER : Il ne doit pas y avoir de rouille, de corrosion, de fissure ou d'autre détérioration visible dans les éléments en acier ou les assemblages des systèmes de résistance aux forces verticales ou latérales. (Niveau 2 : sec. 4.3.3.3)

C NC S.O. DÉTÉRIORATION DU BÉTON : Il ne doit y avoir aucune détérioration visible du béton ou de l'acier d'armature dans aucun des éléments de résistance aux forces verticales ou latérales. (Niveau 2 : sec. 4.3.3.4)

Système de résistance aux forces latérales

C NC S.O. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE AXIALE : La contrainte axiale due aux charges de gravité dans les poteaux soumis à des forces de renversement doit être inférieure à $0,10 F_y$ pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. Par ailleurs, la contrainte axiale due aux seules forces de renversement, calculée à l'aide de la procédure de vérification rapide de la section 3.5.3.6, doit être inférieure à $0,30 F_y$ pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.1.3.2)

C NC S.O. REDONDANCE : Le nombre de lignes de charpentes contreventées dans chaque direction principale doit être supérieur ou égal à 2 pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. Le nombre de travées contreventées dans chaque ligne doit être supérieur à 2 pour la sécurité des personnes et à 3 pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.1.1)

C NC S.O. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE AXIALE : La contrainte axiale dans les diagonales, calculée à l'aide de la procédure de vérification rapide de la section 3.5.3.4, doit être inférieure à $0,50 F_y$ pour la sécurité des personnes et pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.1.2)

C NC S.O. COUVRE-JOINTS DES POTEAUX : Tous les couvre-joints des poteaux situés dans des charpentes contreventées doivent développer la résistance à la

traction du poteau. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.1.3)

Assemblages

C NC S.O. TRANSFERT SUR LES CHARPENTES EN ACIER : Les diaphragmes doivent être reliés pour le transfert des charges aux charpentes en acier pour la sécurité des personnes et les assemblages doivent pouvoir développer la moindre des résistances des charpentes ou des diaphragmes pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.6.2.2)

C NC S.O. POTEAUX EN ACIER : Les poteaux des charpentes de résistance aux forces latérales doivent être ancrés aux fondations du bâtiment pour la sécurité des personnes et l'ancrage doit pouvoir développer la moindre des capacités suivantes : la capacité de traction du poteau, la capacité de traction du couvre-joint des poteaux du niveau le plus bas (le cas échéant) ou la capacité de soulèvement des fondations, pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.6.3.1)

3.7.4 Liste de vérification des structures supplémentaires pour le bâtiment de type S2 : Charpentes contreventées en acier avec diaphragmes rigides

Système de résistance aux forces latérales

- C NC S.O. ÉLÉMENTS COMPACTS : Tous les éléments de la charpente doivent répondre aux exigences de section définies par les Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, tableau I-9-1 (AISC, 1997). (Niveau 2 : sec. 4.4.1.3.7)
- C NC S.O. ÉLANCEMENT DES DIAGONALES : Tous les éléments diagonaux devant supporter une compression doivent avoir un rapport KL/r inférieur à 120. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.1.4)
- C NC S.O. RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE : Tous les assemblages de contreventement doivent développer la limite d'élasticité des diagonales. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.1.5)
- C NC S.O. CONTREVENTEMENT LATÉRAL : Les assemblages de charpentes contreventées fixés aux semelles inférieures des poutres situées loin des joints poutres-poteaux doivent être contreventés latéralement au niveau de la semelle inférieure des poutres. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.1.6)
- C NC S.O. CONTREVENTEMENT EN K : Le système de contreventement ne doit pas comporter de travées à contreventement en K. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.2.1)
- C NC S.O. ENTRETOISES EN TENSION SEULEMENT : Les entretoises en tension seulement ne doivent pas compromettre plus de 70 % de la capacité totale de résistance aux forces latérales dans les structures de plus de deux étages. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.2.2)
- C NC S.O. CONTREVENTEMENT EN CHEVRON : Le système de contreventement ne doit pas comporter de travées en chevron ou à contreventement en V. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.2.3)
- C NC S.O. JOINTS DE CHARPENTES CONTREVENTÉES DE MANIÈRE CONCENTRIQUE : Toutes les entretoises diagonales doivent s'encadrer dans les joints poutres-poteaux de manière concentrique. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.4.3.2.4)

Diaphragmes

- C NC S.O. OUVERTURES AUX CHARPENTES CONTREVENTÉES : Les ouvertures du diaphragme immédiatement adjacentes aux charpentes contreventées doivent s'étendre sur moins de 25 % de la longueur de la charpente pour la sécurité des personnes et sur moins de 15 % de la longueur de la charpente pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.5.1.5)
- C NC S.O. IRRÉGULARITÉS DU PLAN : Il doit y avoir une capacité de traction pour développer la résistance du diaphragme aux angles rentrants ou à d'autres endroits présentant des irrégularités du plan. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.5.1.7)
- C NC S.O. RENFORCEMENT DU DIAPHRAGME AUX OUVERTURES : Il doit y avoir un renforcement autour de toutes les ouvertures de diaphragme supérieures à 50 % de la largeur du bâtiment dans l'une ou l'autre des dimensions principales du plan. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.5.1.8)

Assemblages

- C NC S.O. SOULÈVEMENT AUX CASQUES DE PIEU : Les casques de pieu doivent avoir un renforcement supérieur et les pieux doivent être ancrés aux casques de pieu pour la sécurité des personnes et le renforcement des casques de pieu et l'ancrage des pieux doivent pouvoir développer la capacité de traction des pieux pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.6.3.10)

3.8 Liste de vérification des risques géologiques du site et des fondations

Cloisons

C NC S.O. LIQUÉFACATION : Il ne doit pas y avoir de sols granulaires lâches, saturés et sensibles à la liquéfaction qui pourraient compromettre la performance sismique du bâtiment dans les sols de fondation à une profondeur de 50 pieds sous le bâtiment pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.7.1.1)

C NC S.O. GLISSEMENT DE TERRAIN EN PENTE : Le site de construction doit être suffisamment éloigné des terrains en pente qui pourraient être sujets à un glissement ou un éboulement suite à un tremblement de terre, pour ne pas être touché par de tels glissements, ou bien il doit être capable d'absorber les mouvements prévus sans être touché par un glissement. (Niveau 2 : sec. 4.7.1.2)

C NC S.O. RUPTURE DE FAILLES EN SURFACE : La rupture de failles en surface et le déplacement de la surface sur le site de construction ne sont pas prévus. (Niveau 2 : sec. 4.7.1.3)

État des fondations

C NC S.O. PERFORMANCE DES FONDATIONS : Il ne doit pas y avoir de signe de mouvement excessif des fondations, tel qu'un tassement ou un soulèvement, qui pourrait influencer l'intégrité ou la résistance de la structure. (Niveau 2 : sec. 4.7.2.1)

C NC S.O. DÉTÉRIORATION : Il ne doit pas y avoir de signe que les éléments de la fondation se sont détériorés à cause de la corrosion, de l'attaque par les sulfates, de la dégradation des matériaux ou d'autres raisons d'une manière qui influencerait l'intégrité ou la résistance de la structure. (Niveau 2 : sec. 4.7.2.2)

Capacité des fondations

C NC S.O. FONDATIONS DES POTEAUX : Les fondations des poteaux doivent avoir une profondeur d'encastrement minimale de 4 pieds pour la sécurité des personnes et l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.7.3.1)

C NC S.O. RENVERSEMENT : Le rapport entre la dimension horizontale du système de résistance aux forces latérales au niveau des fondations et la hauteur du bâtiment (base/hauteur) doit être supérieur à 0,6 Sa. (Niveau 2 : sec. 4.7.3.2)

C NC S.O. ATTACHES ENTRE LES ÉLÉMENTS DE FONDATION : La fondation doit avoir des attaches adéquates pour résister aux forces sismiques lorsque les semelles, les pieux et les piliers ne sont pas retenus par des poutres, des dalles ou des sols classés en classe A, B ou C. (Section 3.5.2.3.1, niveau 2 : sec. 4.7.3.3)

C NC S.O. FONDATIONS PROFONDES : Les pieux et les piliers doivent être capables de transférer les forces latérales entre la structure et le sol. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.7.3.4)

C NC S.O. SITES EN PENTE : La différence de profondeur d'encastrement des fondations d'un côté à l'autre du bâtiment ne doit pas dépasser un étage. Cet énoncé s'applique uniquement au niveau de performance d'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.7.3.5)

3.9.1 Liste de vérification des éléments non structuraux de base

Cloisons

C NC S.O. MAÇONNERIE NON RENFORCÉE : Les cloisons en maçonnerie non renforcée ou en briques creuses doivent être contreventées à un espacement égal ou inférieur à 10 pieds dans les niveaux de sismicité faible ou modérée et à 6 pieds dans les niveaux de sismicité élevée. (Niveau 2 : sec. 4.8.1.1)

Systèmes de plafonds

C NC S.O. SUPPORT : Le système de plafond suspendu intégré ne doit pas être utilisé pour soutenir latéralement les sommets des cloisons en plaques de plâtre, en maçonnerie ou en briques creuses. Il n'est pas nécessaire d'évaluer les cloisons en plaques de plâtre lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est requise par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.2.1)

Luminaires

C NC S.O. ÉCLAIRAGE DE SECOURS : L'éclairage de secours doit être ancré ou contreventé pour éviter toute chute en cas de tremblement de terre. (Niveau 2 : sec. 4.8.3.1)

Bardage et vitrage

C NC S.O. ANCRAGES DE BARDAGE : Les éléments de bardage pesant plus de 10 lb/pi² doivent être ancrés mécaniquement à la charpente du mur extérieur à un espacement égal ou inférieur à 4 pieds. Un espacement allant jusqu'à 6 pieds est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est requise par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.1)

C NC S.O. DÉTÉRIORATION : Il ne doit y avoir aucun signe de détérioration, de dommage ou de corrosion dans aucun des éléments d'assemblage. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.2)

C NC S.O. ISOLATION DU BARDAGE : Pour les bâtiments à charpentes en acier ou en béton résistant aux moments, les assemblages de panneaux doivent être détaillés de manière à tenir compte d'un rapport de dérive d'étage de 0,02. Les détails des assemblages de panneaux pour un rapport de dérive d'étage de 0,01 est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est requise par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.3)

- C NC S.O. PANNEAUX À PLUSIEURS ÉTAGES : Pour les panneaux à plusieurs étages fixés à chaque niveau de plancher, les assemblages des panneaux doivent être détaillés de manière à tenir compte d'un rapport d'étirement d'étage de - 0,02. Les détails des assemblages de panneaux pour un rapport de dérive d'étage de 0,01 est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est requise par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.4)
- C NC S.O. ASSEMBLAGES PAR APPUIS : Lorsque des assemblages par appuis sont requis, il doit y avoir au moins deux assemblages par appuis pour chaque panneau mural. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.5)
- C NC S.O. PIÈCES D'INSERTION : Lorsque des pièces d'insertion sont utilisées dans des assemblages en béton, elles doivent être ancrées à l'acier d'armature ou à un autre ancrage positif. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.6)
- C NC S.O. ASSEMBLAGES PAR PANNEAU : Les panneaux de revêtement extérieur doivent être ancrés hors plan avec un minimum de 4 assemblages pour chaque panneau mural. Deux assemblages par panneau mural sont autorisés lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est exigée par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.7)

Placage de maçonnerie

- C NC S.O. CORNIÈRES D'APPUI : Le placage de maçonnerie doit être soutenu par des cornières d'appui ou d'autres éléments à chaque étage situé à 30 pieds ou plus du sol pour la sécurité des personnes et à chaque étage au-dessus du premier étage pour l'occupation immédiate. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.1)
- C NC S.O. ATTACHES : Le placage de maçonnerie doit être relié au support par des attaches résistant à la corrosion. Les attaches doivent avoir un espacement égal ou inférieur à 24 pouces, avec un minimum d'une attache pour chaque 2-2/3 pieds carrés. Un espacement allant jusqu'à 36 pouces est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est requise par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.2)
- C NC S.O. PLANS AFFAIBLIS : Le placage de maçonnerie doit être ancré au support à proximité des plans affaiblis, par exemple à l'emplacement des solins. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.3)
- C NC S.O. DÉTÉRIORATION : Il ne doit y avoir aucun signe de détérioration, de dommage ou de corrosion dans aucun des éléments d'assemblage. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.4)

Parapets, corniches, ornementation et appendices

- C NC S.O. PARAPETS EN MNR : Il ne doit pas y avoir de parapets ou de corniches en maçonnerie non renforcée non soutenus latéralement dont le rapport hauteur/épaisseur est supérieur à 1,5. Un rapport hauteur/épaisseur allant jusqu'à 2,5 est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est exigée par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.8.1)
- C NC S.O. AUVENTS : Les auvents situés aux sorties du bâtiment doivent être ancrés à la charpente de la structure à un espacement de 6 pieds ou moins. Un espacement des ancrages allant jusqu'à 10 pieds est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est requise par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.8.2)

Cheminées en maçonnerie

- C NC S.O. CHEMINÉES EN MNR : Aucune cheminée en maçonnerie non renforcée ne doit dépasser la surface du toit de plus de deux fois la plus petite dimension de la cheminée. Une hauteur au-dessus de la surface du toit pouvant atteindre trois fois la plus petite dimension de la cheminée est autorisée lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est exigée par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.9.1)

Escaliers

- C NC S.O. MURS EN MNR : Les murs autour des enceintes d'escaliers ne doivent pas être constitués de briques creuses non contreventées ou de maçonnerie non renforcée dont le rapport hauteur/épaisseur est supérieur à 12 pour 1. Un rapport hauteur/épaisseur allant jusqu'à 15 pour 1 est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est exigée par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.10.1)
- C NC S.O. DÉTAILS DE L'ESCALIER : Dans les structures à charpentes résistant aux moments, l'assemblage entre l'escalier et la structure ne doit pas reposer sur des ancrages peu profonds dans le béton. Alternativement, les détails de l'escalier doivent être capables de supporter la dérive calculée à l'aide de la procédure de vérification rapide de la section 3.5.3.1 sans inclure la tension dans les ancrages. (Niveau 2 : sec. 4.8.10.2)

Contenu et mobilier du bâtiment

- C NC S.O. CONTENU HAUT ET ÉTROIT : Les contenus de plus de 4 pieds de hauteur dont le rapport hauteur/profondeur ou hauteur/largeur est supérieur à 3 pour 1

doivent être ancrés à la dalle de plancher ou aux murs structuraux adjacents. Un rapport hauteur/profondeur ou hauteur/largeur allant jusqu'à 4 pour 1 est autorisé lorsque seule la liste de vérification des éléments non structuraux de base est exigée par le tableau 3-2. (Niveau 2 : sec. 4.8.11.1)

ÉQUIPEMENTS MÉCANIQUES ET ÉLECTRIQUES

C NC S.O. ALIMENTATION DE SECOURS : Les équipements utilisés dans le cadre d'un système d'alimentation de secours doivent être montés de manière à pouvoir continuer à fonctionner après un tremblement de terre. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.1)

C NC S.O. ÉQUIPEMENT POUR MATIÈRES DANGEREUSES : Les équipements CVCA ou autres équipements contenant des matières dangereuses ne doivent pas avoir de conduites d'alimentation endommagées ou de supports d'isolation non contreventés. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.2)

C NC S.O. DÉTÉRIORATION : Il ne doit y avoir aucun signe de détérioration, de dommage ou de corrosion dans les ancrages ou les supports des équipements mécaniques ou électriques. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.3)

C NC S.O. ÉQUIPEMENTS ATTACHÉS : Les équipements pesant plus de 20 livres qui sont fixés aux plafonds, aux murs ou à d'autres supports, à 4 pieds au-dessus du niveau du sol, doivent être contreventés. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.4)

Tuyauterie

C NC S.O. TUYAUTERIE DU SYSTÈME D'EXTINCTION DES INCENDIES : La tuyauterie du système d'extinction des incendies doit être ancrée et contreventée conformément à la norme NFPA-13 (NFPA, 1996). (Niveau 2 : sec. 4.8.13.1)

C NC S.O. RACCORDS SOUPLES : Les conduites de fluide, de gaz et d'extinction des incendies doivent être munies de raccords souples. (Niveau 2 : sec. 4.8.13.2)

3.9.2 Liste de vérification des éléments non structuraux intermédiaires

Systemes de plafonds

- C NC S.O. CARREAUX : Les carreaux utilisés dans les panneaux de plafond situés aux sorties et aux couloirs doivent être fixés par des attaches. (Niveau 2 : sec. 4.8.2.2)
- C NC S.O. PLAFONDS INTÉGRÉS : Les plafonds suspendus intégrés aux sorties et aux couloirs ou pesant plus de 2 livres par pied carré doivent être retenus latéralement par un minimum de quatre fils diagonaux ou éléments rigides fixés à la structure supérieure à un espacement égal ou inférieur à 12 pieds. (Niveau 2 : sec. 4.8.2.3)
- C NC S.O. LATTES ET PLÂTRE SUSPENDUS : Les plafonds constitués de lattes et de plâtre suspendus ou de panneaux de gypse doivent être fixés de manière à résister aux forces sismiques pour chaque 12 pieds carrés de surface. (Niveau 2 : sec. 4.8.2.4)

Luminaires

- C NC S.O. SOUTIEN INDÉPENDANT : Les luminaires dans les ossatures de plafond suspendu doivent être soutenus indépendamment du système de suspension du plafond par un minimum de deux fils aux coins diagonalement opposés des luminaires. (Niveau 2 : sec. 4.8.3.2)

Bardage et vitrage

- C NC S.O. VITRAGE : Les vitrages des murs-rideaux et les vitres individuelles de plus de 16 pieds carrés, situés jusqu'à une hauteur de 10 pieds au-dessus d'une surface de marche extérieure, doivent être dotés de vitrages de sécurité. Ces vitrages situés à plus de 10 pieds au-dessus d'une surface de marche extérieure doivent être en verre de sécurité feuilleté, recuit à résistance accrue par traitement thermique ou tout autre système de vitrage qui restera dans la charpente lorsque le verre sera fissuré. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.8)

Parapets, corniches, ornementation et appendices

- C NC S.O. PARAPETS EN BÉTON : Les parapets en béton dont le rapport hauteur/épaisseur est supérieur à 2,5 doivent comporter une armature verticale. (Niveau 2 : sec. 4.8.8.3)

C NC S.O. APPENDICES : Les corniches, les parapets, les enseignes et autres appendices qui s'étendent au-dessus du point d'ancrage le plus élevé de la structure ou qui sont en porte-à-faux par rapport aux faces des murs extérieurs et autres ornements des murs extérieurs doivent être renforcés et ancrés au système structural à un espacement égal ou inférieur à 10 pieds pour la sécurité des personnes et à 6 pieds pour l'occupation immédiate. Cette exigence ne s'applique pas nécessairement aux parapets ou aux corniches conformes à la section 4.8.8.1 ou 4.8.8.3. (Niveau 2 : sec. 4.8.8.4)

Cheminées en maçonnerie

C NC S.O. ANCORAGE : Les cheminées en maçonnerie doivent être ancrées à chaque niveau de plancher et au toit. (Niveau 2 : sec. 4.8.9.2)

ÉQUIPEMENTS MÉCANIQUES ET ÉLECTRIQUES

C NC S.O. AMORTISSEURS DE VIBRATIONS : Les équipements montés sur des amortisseurs de vibrations doivent être équipés de dispositifs de retenue ou d'amortisseurs. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.5)

CONDUITS

C NC S.O. ESCALIERS ET CONDUITS DE FUMÉE : Les conduits de pressurisation et de désenfumage des escaliers doivent être contreventés et comporter des raccords souples aux joints sismiques. (Niveau 2 : sec. 4.8.14.1)

Stockage et distribution de matières dangereuses

C NC S.O. SUBSTANCES TOXIQUES : Les substances toxiques et dangereuses stockées dans des récipients cassables doivent être empêchées de tomber par des portes verrouillées, des rebords d'étagères, des câbles ou d'autres méthodes. (Niveau 2 : sec. 4.8.15.1)

3.9.3 Liste de vérification des éléments non structuraux supplémentaires

Cloisons

- C NC S.O. DÉRIVE : Les cloisons rigides en ciment doivent être détaillées de manière à tenir compte d'un rapport de dérive de 0,02 dans les bâtiments à charpentes en acier résistant aux moments, à charpentes en béton résistant aux moments et à charpentes en bois. Les cloisons rigides en ciment doivent être détaillées de manière à permettre un rapport de dérive de 0,005 dans les autres bâtiments. (Niveau 2 : sec. 4.8.1.2)
- C NC S.O. SÉPARATIONS STRUCTURALES : Les cloisons aux séparations structurales doivent avoir des joints sismiques ou de retrait. (Niveau 2 : sec. 4.8.1.3)
- C NC S.O. SOMMETS : Les sommets des cloisons à charpentes ou à panneaux qui ne s'étendent que jusqu'à la ligne de plafond doivent avoir un contreventement latéral à la structure du bâtiment à un espacement égal ou inférieur à 6 pieds. (Niveau 2 : sec. 4.8.1.4)

Systèmes de plafonds

- C NC S.O. BORDS : Les bords des plafonds suspendus intégrés doivent être séparés des murs de pourtour par un minimum de 1/2 pouce. (Niveau 2 : sec. 4.8.2.5)
- C NC S.O. JOINT SISMIQUE : Le système de plafond ne doit pas s'étendre de façon continue sur un joint sismique quelconque. (Niveau 2 : sec. 4.8.2.6)

Bardage et vitrage

- C NC S.O. SUPPORTS SUSPENDUS : Les luminaires sur supports suspendus doivent être fixés à un espacement égal ou inférieur à 6 pieds et, s'ils sont soutenus de façon rigide, ils doivent être libres de se déplacer avec la structure à laquelle ils sont fixés sans endommager les matériaux adjacents. (Niveau 2 : sec. 4.8.3.3)
- C NC S.O. CACHE-LENTILLES : Les cache-lentilles des luminaires doivent être fixés ou munis de dispositifs de sécurité. (Niveau 2 : sec. 4.8.3.4)

Bardage et vitrage

- C NC S.O. VITRAGE : Tous les vitrages extérieurs doivent être en verre de sécurité feuilleté, recuit ou feuilleté à résistance accrue par traitement thermique ou tout

autre système de vitrage qui restera dans la charpente lorsque le verre sera fissuré. (Niveau 2 : sec. 4.8.4.9)

Placage de maçonnerie

C NC S.O. MORTIER : Le mortier du placage de maçonnerie ne doit pas pouvoir être facilement gratté des joints à la main avec un outil métallique et il ne doit pas y avoir de zones importantes de mortier érodé. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.5)

C NC S.O. CHANTEPLEURES : Dans le cas d'un placage contreventé par des murs à montants, des trous d'évacuation et des solins de base doivent être présents. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.6)

C NC S.O. FISSURES DANS LA PIERRE : Il ne doit pas y avoir de fissures ou de signes de distorsion visibles dans la pierre. (Niveau 2 : sec. 4.8.5.7)

Système d'appoint sur les poteaux métalliques

C NC S.O. RAILS DE POTEAUX : Les rails de poteaux doivent être fixés à la charpente de la structure à un espacement égal ou inférieur à 24 pouces d'entraxe. (Niveau 2 : sec. 4.8.6.1)

C NC S.O. OUVERTURES : Les montants en acier doivent encadrer les ouvertures des fenêtres et des portes. (Niveau 2 : sec. 4.8.6.2)

Systèmes d'appoint pour blocs de béton et maçonnerie

C NC S.O. ANCRAGE : L'appui doit avoir un ancrage positif à la charpente structurale à un espacement égal ou inférieur à 4 pieds le long des planchers et du toit. (Niveau 2 : sec. 4.8.7.1)

C NC S.O. APPUI EN MNR : Il ne doit pas y avoir d'appui en maçonnerie non renforcée. (Niveau 2 : sec. 4.8.7.2)

Contenu et mobilier du bâtiment

C NC S.O. CLASSEURS : Les classeurs disposés en groupes doivent être attachés les uns aux autres. (Niveau 2 : sec. 4.8.11.2)

C NC S.O. PORTES ET TIROIRS D'ARMOIRES : Les portes et tiroirs d'armoires doivent être équipés de loquets pour les maintenir fermés pendant un tremblement de terre. (Niveau 2 : sec. 4.8.11.3)

C NC S.O. PLANCHERS D'ACCÈS : Les planchers d'accès de plus de 9 pouces de hauteur doivent être contreventés. (Niveau 2 : sec. 4.8.11.4)

C NC S.O. ÉQUIPEMENT AUX PLANCHERS D'ACCÈS : Les équipements et les ordinateurs supportés par les systèmes de planchers accessibles doivent être soit fixés à la structure, soit fixés à un système de plancher contreventé latéralement. (Niveau 2 : sec. 4.8.11.5)

Équipements mécaniques et électriques

C NC S.O. ÉQUIPEMENTS LOURDS : Les appareils pesant plus de 100 livres doivent être ancrés à la structure ou aux fondations. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.6)

C NC S.O. ÉQUIPEMENT ÉLECTRIQUE : L'équipement électrique et le câblage associé doivent être contreventés latéralement au système structurel. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.7)

C NC S.O. PORTES : Les portes à commande mécanique doivent être conçues pour fonctionner avec un rapport de dérive d'étage de 0,01. (Niveau 2 : sec. 4.8.12.8)

Tuyauterie

C NC S.O. CONDUITES DE FLUIDES ET DE GAZ : Les conduites de fluide et de gaz doivent être ancrées et contreventées à la structure pour éviter toute rupture de la tuyauterie. (Niveau 2 : sec. 4.8.13.3)

C NC S.O. ROBINETS D'ARRÊT : Des dispositifs d'arrêt doivent être présents aux interfaces des services publics du bâtiment pour couper le flux de gaz et d'énergie à haute température en cas de défaillance due à un tremblement de terre. (Niveau 2 : sec. 4.8.13.4)

C NC S.O. SERRE-JOINTS EN C : Les serre-joints en C unilatéraux qui supportent des tuyaux de plus de 2,5 pouces de diamètre doivent être retenus. (Niveau 2 : sec. 4.8.13.5)

Gaines

C NC S.O. CONTREVENTEMENT DES GAINES : Les gaines rectangulaires dont l'aire transversale dépasse 6 pieds carrés et les gaines circulaires dont le diamètre dépasse 28 pouces doivent être contreventées. L'espacement maximal des contreventements transversaux ne doit pas dépasser 30 pieds. L'espacement maximal des contreventements longitudinaux ne doit pas dépasser 60 pieds. Les

supports intermédiaires ne sont pas considérés comme faisant partie du système de résistance aux forces latérales. (Niveau 2 : sec. 4.8.14.2)

C NC S.O. SUPPORT DE GAINES : Les gaines ne doivent pas être soutenues par des tuyaux ou des conduits électriques. (Niveau 2 : sec. 4.8.14.3)

Stockage et distribution de matières dangereuses

C NC S.O. BOUTEILLES DE GAZ : Les bouteilles de gaz comprimé doivent être retenues. (Niveau 2 : sec. 4.8.15.2)

C NC S.O. MATIÈRES DANGEREUSES : Les conduites contenant des matières dangereuses doivent être équipées de robinets d'arrêt ou d'autres dispositifs permettant d'éviter les déversements ou les fuites importantes. (Niveau 2 : sec. 4.8.15.3)

Ascenseurs

C NC S.O. SYSTÈME DE SOUTIEN : Tous les éléments du système d'ascenseur doivent être ancrés. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.1)

C NC S.O. INTERRUPTEUR SISMIQUE : Tous les ascenseurs doivent être équipés d'interrupteurs sismiques qui mettent fin aux opérations lorsque le mouvement du sol dépasse 0,10 g. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.2)

C NC S.O. MURS DE CAGE : Tous les murs de la cage d'ascenseur doivent être ancrés et renforcés pour éviter qu'ils ne basculent dans la cage en cas de fortes secousses. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.3)

C NC S.O. PROTECTIONS DE RETENUE : Des protections de retenue des câbles sur les poulies et les tambours doivent être présentes pour empêcher le déplacement des câbles. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.4)

C NC S.O. PLAQUE DE RETENUE : Une plaque de retenue doit être présente en haut et en bas de la cabine et du contrepoids. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.5)

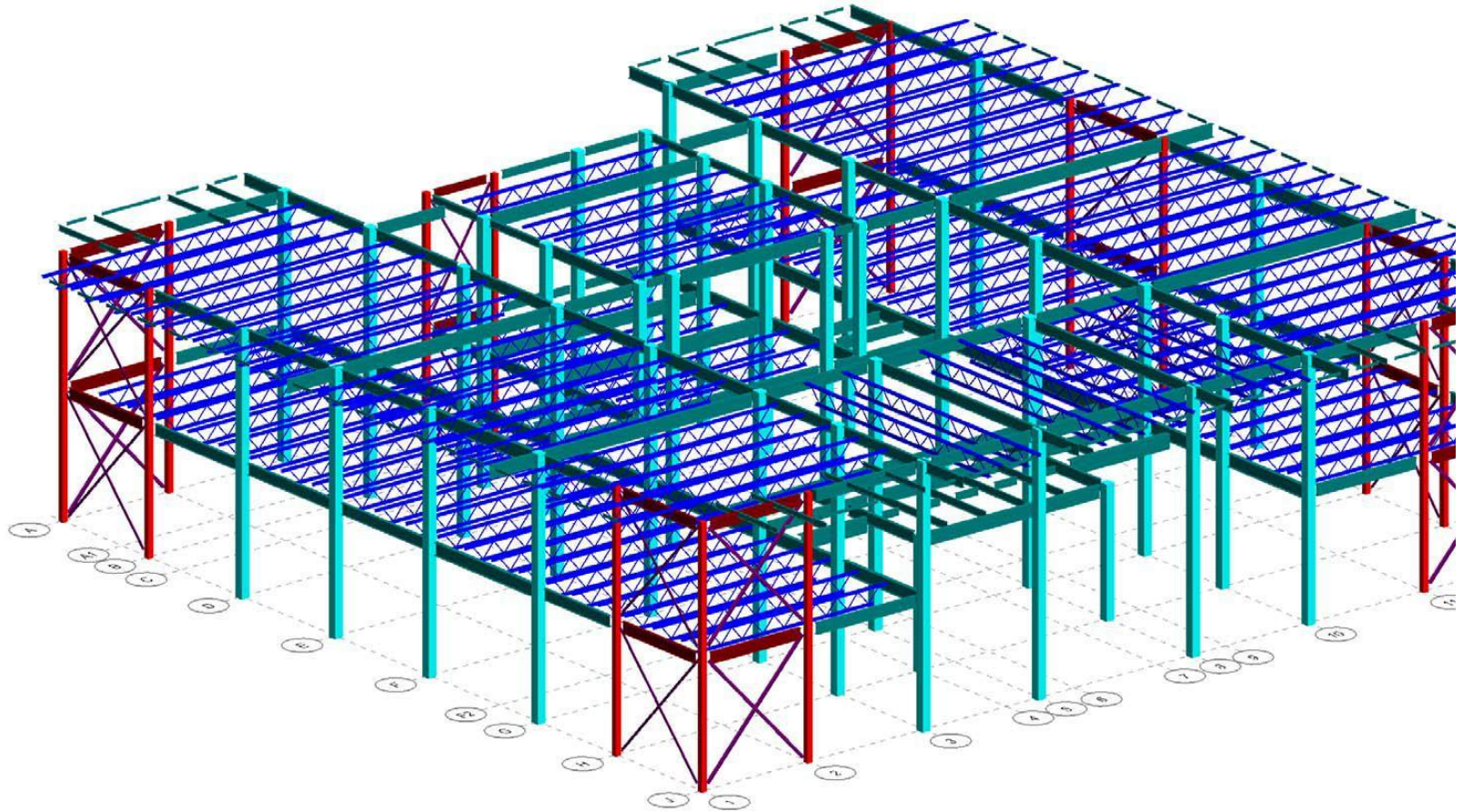
C NC S.O. RAILS DE CONTREPOIDS : Tous les rails de contrepoids et les poutres de séparation doivent être dimensionnés conformément à la norme ASME A17.1. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.6)

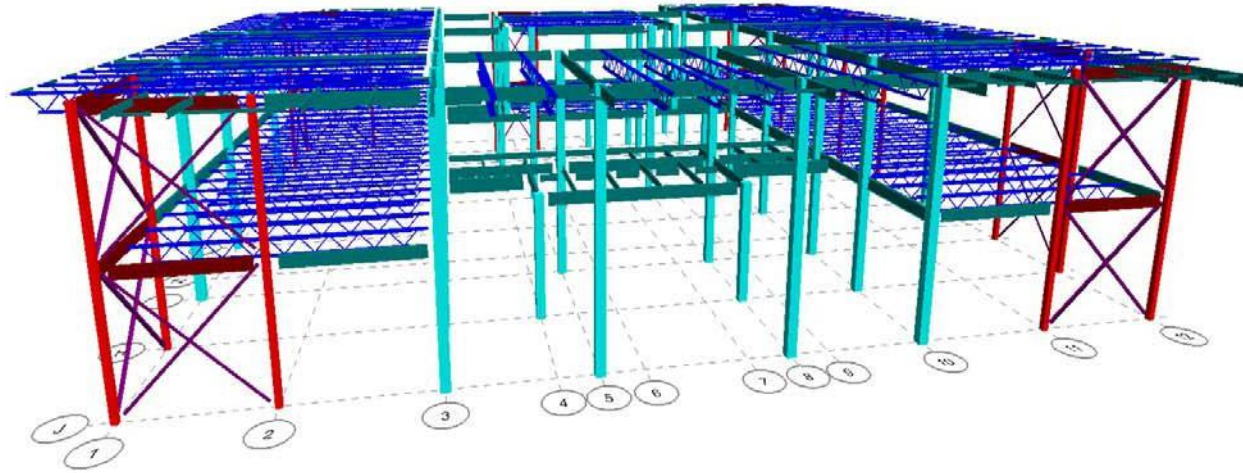
C NC S.O. SUPPORTS : Les supports qui fixent les rails de la cabine et le rail du contrepoids à la structure du bâtiment doivent être dimensionnés conformément à la norme ASME A17.1 (niveau 2 : sec. 4.8.16.7)

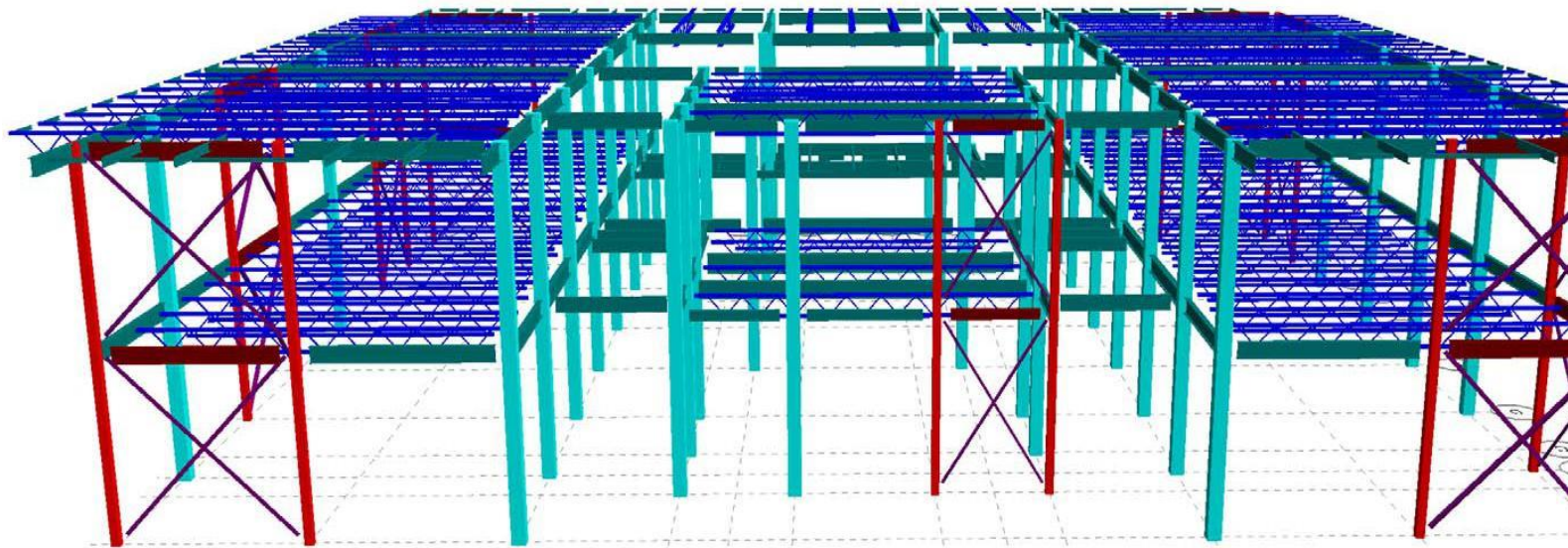
C NC S.O. SUPPORT D'ÉCARTEMENT : Les supports d'écartement ne doivent pas être utilisés pour résister aux forces sismiques. (Niveau 2 : sec. 4.8.16.8)

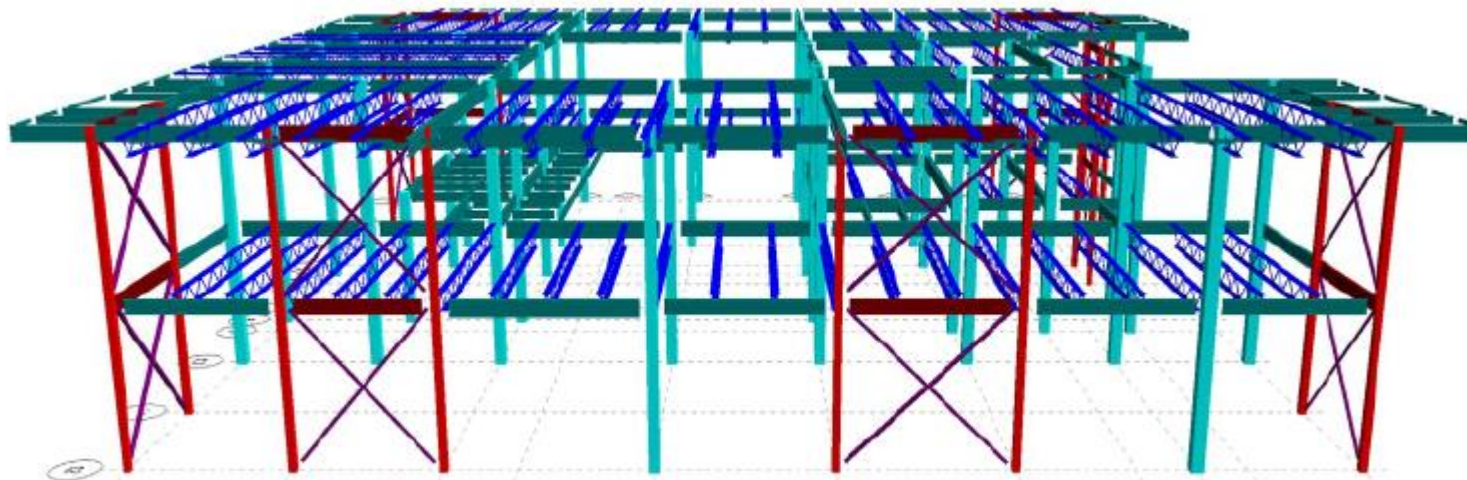
C NC S.O. ASCENSEURS DE TEMPORISATION : Le bâtiment doit être équipé d'un système d'ascenseurs « de temporisation ». (Niveau 2 : sec. 4.8.16.9)

ANNEXE D
RENDUS DU MODÈLE

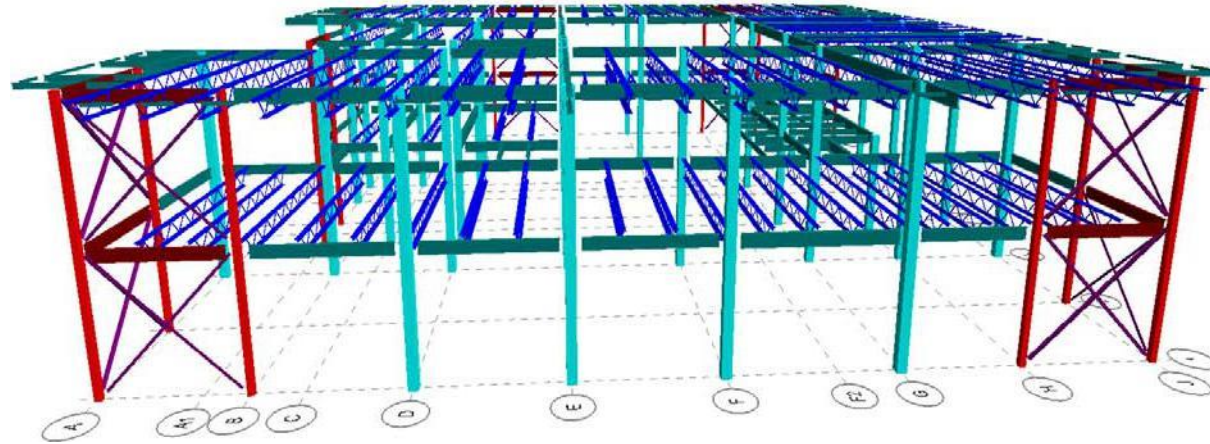




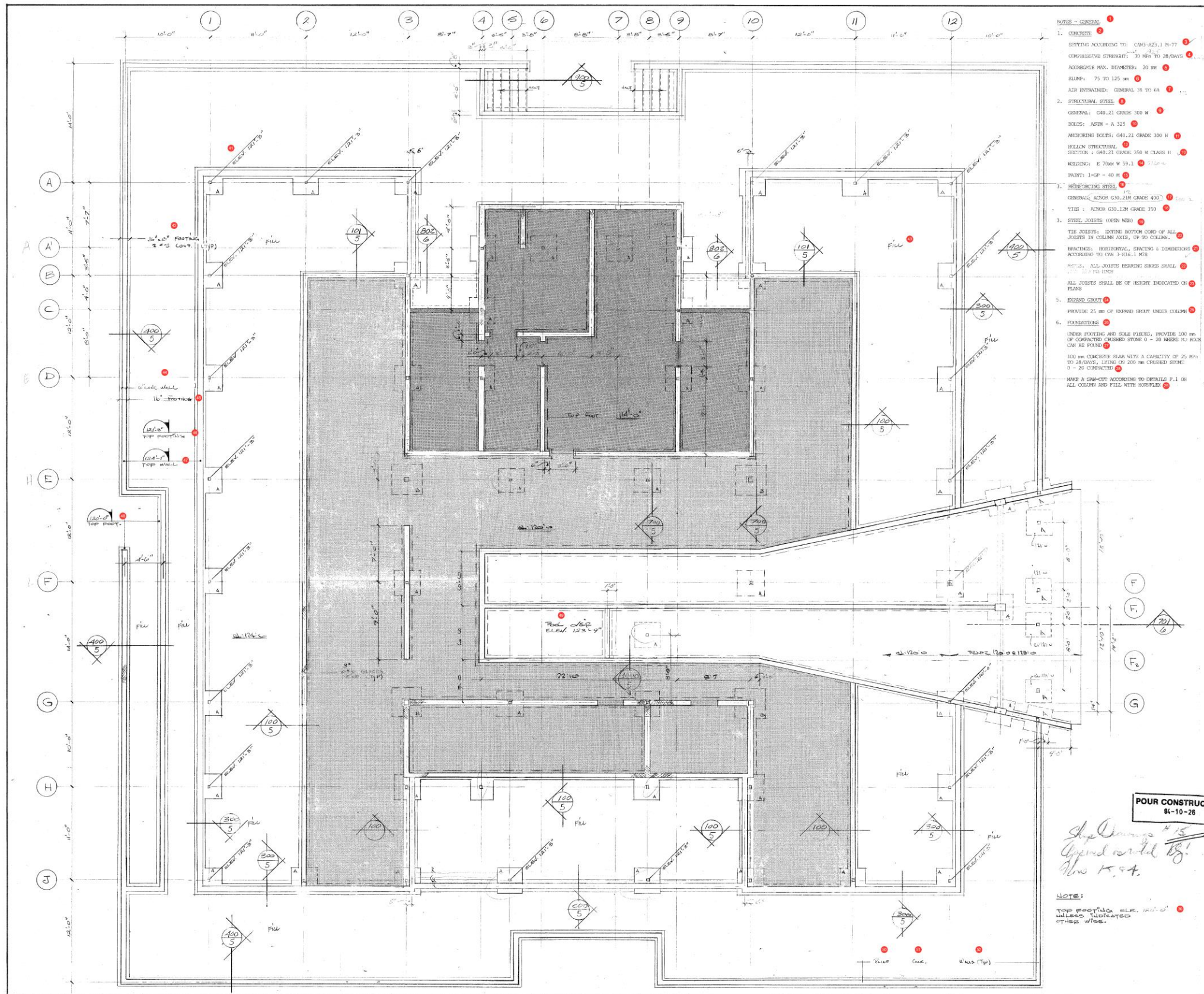




Élévation est de la chancellerie



ANNEXE E
DESSINS DE STRUCTURE



- NOTES - GENERAL**
- CONCRETE**
 - SYSTEMS ACCORDING TO CAN-423.1 N-77
 - COMPRESSIVE STRENGTH: 30 MPa TO 28 DAYS
 - AGGREGATE MAX. DIAMETER: 20 mm
 - SUMP: 75 TO 125 mm
 - AIR ENTRAINMENT: GENERAL IS TO 64
 - STRUCTURAL STEEL**
 - GENERAL: G40.21 GRADE 300 M
 - BOLTS: ASTM - A 325
 - ANCHORING BOLTS: G40.21 GRADE 300 M
 - STEEL STRUCTURAL SECTION: G40.21 GRADE 350 M CLASS II
 - WELDING: E 70xx M 59.1
 - PAINT: 1-OF - 40 M
 - STEEL-BUILDING STEEL**
 - GENERAL: ACHER G30.21M GRADE 400
 - STEEL: ACHER G30.12M GRADE 350
 - STEEL JOISTS (OWNERS)**
 - THE JOISTS: EXISTING BOTTOM CHORD OF ALL JOISTS IN CEILING AREA, UP TO CEILING
 - BRANCHES: HORIZONTAL, SPACING & DIMENSIONS ACCORDING TO CAN 3-S16.1 M08
 - NOTE: ALL JOIST BEARING SHEETS SHALL BE 100 mm WIDE
 - ALL JOISTS SHALL BE OF HEIGHT INDICATED ON PLANS
 - EXPANDED GRAFT**
 - PROVIDE 25 mm OF EXPANDED GRAFT UNDER COLUMN
 - FOUNDATIONS**
 - UNDER FOOTING AND DRAIN PILING, PROVIDE 100 mm OF COMPACTED CRUSHED STONE 0 - 20 mm WHERE NO ROCK CAN BE FOUND
 - 100 mm CONCRETE SLAB WITH A CAPACITY OF 25 MPa TO 28 DAYS, LYING ON 200 mm CRUSHED STONE 0 - 20 CONCRETE
 - MAKE A CONTACT ACCORDING TO DETAILS F.1 ON ALL COLUMNS AND FILL WITH HORRIBLE

consortium
crs



Date	Description	By	For
	REVISIONS		

Propriétaire:
EXTERNAL AFFAIRS CANADA

Site:
Bridgetown, Barbados

Titre du projet:
new canadian high commission

Titre du dessin:
structure foundations plan

Projet n°:
Echelle: 1/4" = 1'-0"

Designé par:
Date: May 11, 1984

Vérifié par:
Approuvé par:

Date pour soumission: 04-06-84
Date pour construction:

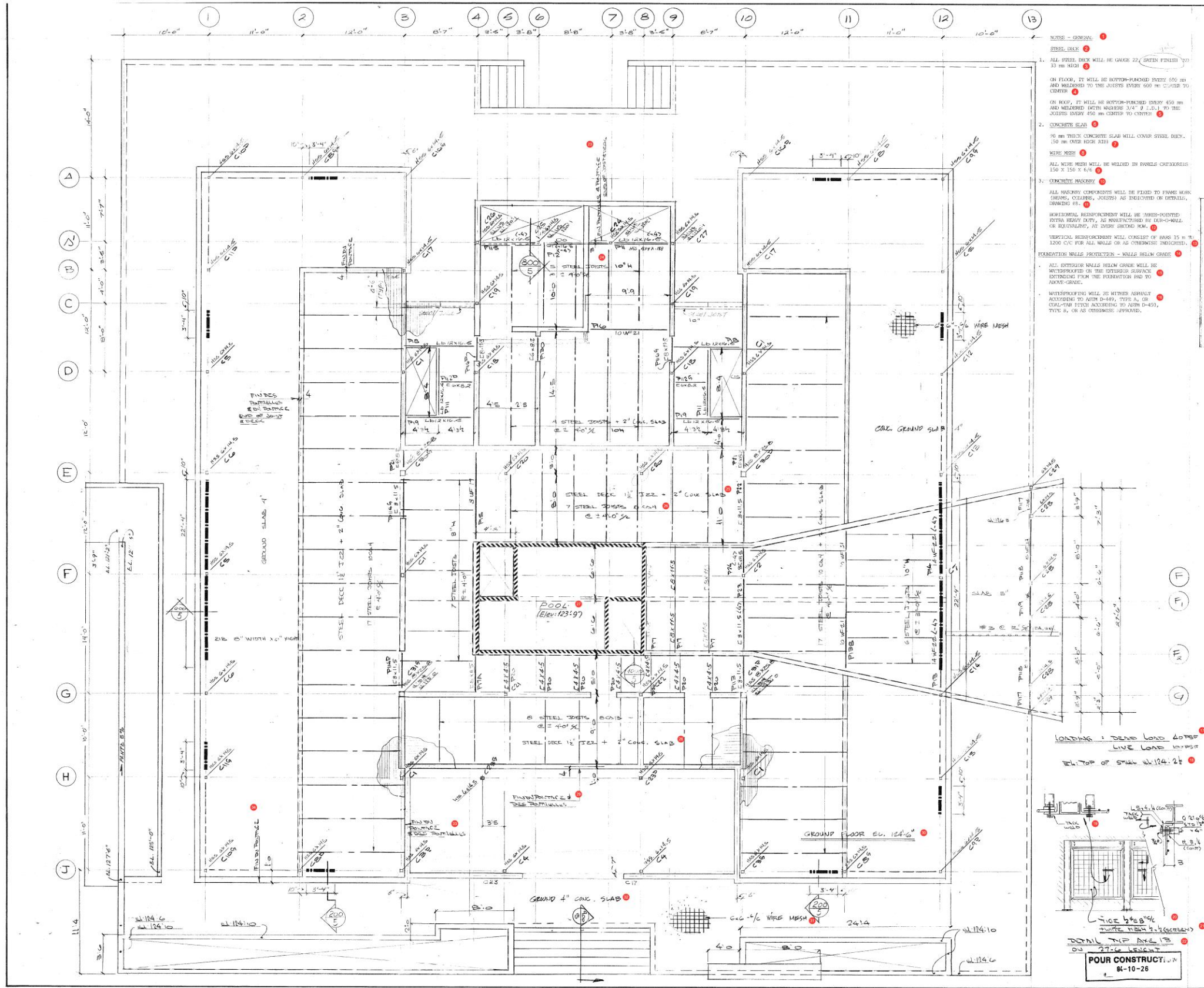
L'Entrepreneur devra vérifier toutes les dimensions avant de débiter les fondations.

Dessin n°: **1** de 8

POUR CONSTRUCTION
84-10-28

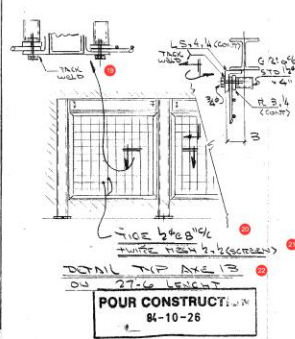
Approuvé le 15/5/84
Approuvé par: [Signature]
MAY 15, 1984

NOTE:
TOP FOOTING ELEV. 123.29'
WALLS INDICATED OTHER WISE.



- NOTE - GENERAL
- STEEL DECK
 - ALL STEEL DECK WILL BE GRADE 22, GALVANIZED FINISH 33 IN HIGH
 - ON FLOOR, IT WILL BE BOTTOM-PURCHASED EVERY 500 MM AND WELDED TO THE JOISTS EVERY 600 MM CENTER TO CENTER
 - ON ROOF, IT WILL BE BOTTOM-PURCHASED EVERY 450 MM AND WELDED WITH JOISTS 3/4" x 1.1:1 TO THE JOISTS EVERY 600 MM CENTER TO CENTER
 - CONCRETE SLAB
 - 90 MM THICK CONCRETE SLAB WILL COVER STEEL DECK, 30 MM OVER HIGH RISE
 - WIRE MESH
 - ALL WIRE MESH WILL BE WELDED IN PANELS CATERING 150 X 150 X 6/8
 - CONCRETE MASONRY
 - ALL MASONRY CONCRETE WILL BE FIED TO FRAME WORK (BEAMS, COLUMNS, JOISTS) AS INDICATED ON DETAILS, DRAWINGS IS.
 - HORIZONTAL REINFORCEMENT WILL BE THREE-POINTED EXTRA REBAR DEPT. AS MANUFACTURED BY GUN-0-WALL OR EQUIVALENT, AT EVERY SECOND RISE.
 - VERTICAL REINFORCEMENT WILL CONSIST OF BARS 15 MM 1200 C/C FOR ALL WALLS OR AS OTHERWISE INDICATED.
 - FOUNDATION WALLS PROTECTION - WALLS BELOW GRADE
 - ALL EXTERIOR WALLS BELOW GRADE WILL BE WATERPROOFED ON THE EXTERIOR SURFACE EXTENDING FROM THE FOUNDATION PAD TO ABOVE-GRADE.
 - WATERPROOFING WILL BE EITHER ASHULT ACCORDING TO ASTM D-449, TYPE A, OR GALVANIZED STEEL ACCORDING TO ASTM D-453, TYPE B, OR AS OTHERWISE APPROVED.

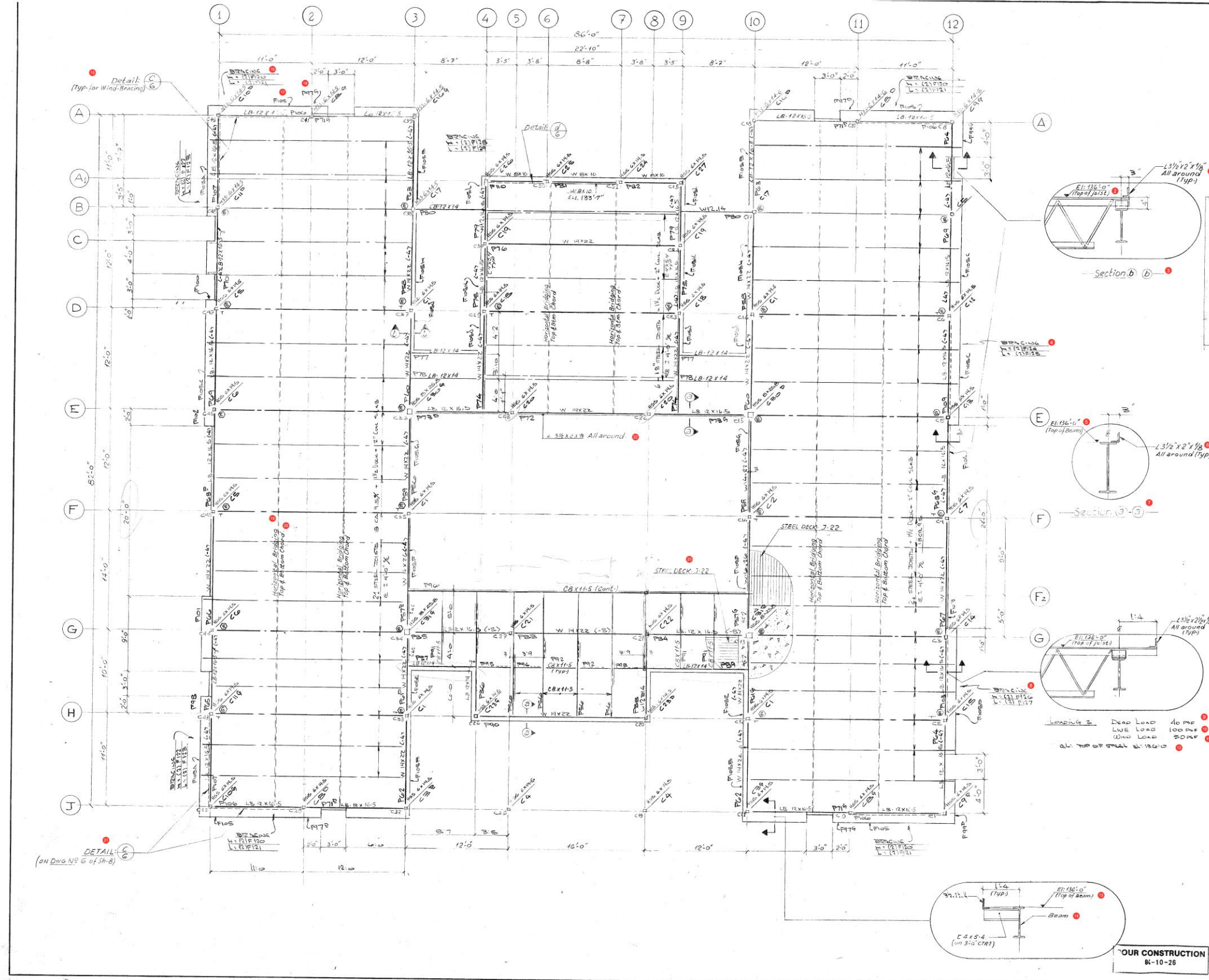
LOADING - DEAD LOAD 40PSF
LIVE LOAD 100PSF
EL. TOP OF SLAB 124.26



consortium
crs



Code	Date	Description	Par
REVISIONS			
PROPOSED BY: 			
EXTERNAL AFFAIRS CANADA			
Site: Bridgetown, Barbados			
Titre du projet: new canadian high commission			
Titre du dessin: structure ground floor			
Projet n°:	Echelle:	1/4" = 1'-0"	
Designé par:	Date:	Mty 11, 1984	
Vérifié par:	Approuvé par:	J.C.G.	
Date pour soumission:	Date pour construction:	84-05-15	
L'Entrepreneur devra vérifier toutes les dimensions avant de débiter les travaux.			
Dessin n°: 2			de 8



consortium
crs



Code	Date	Description	Par
REVISIONS			

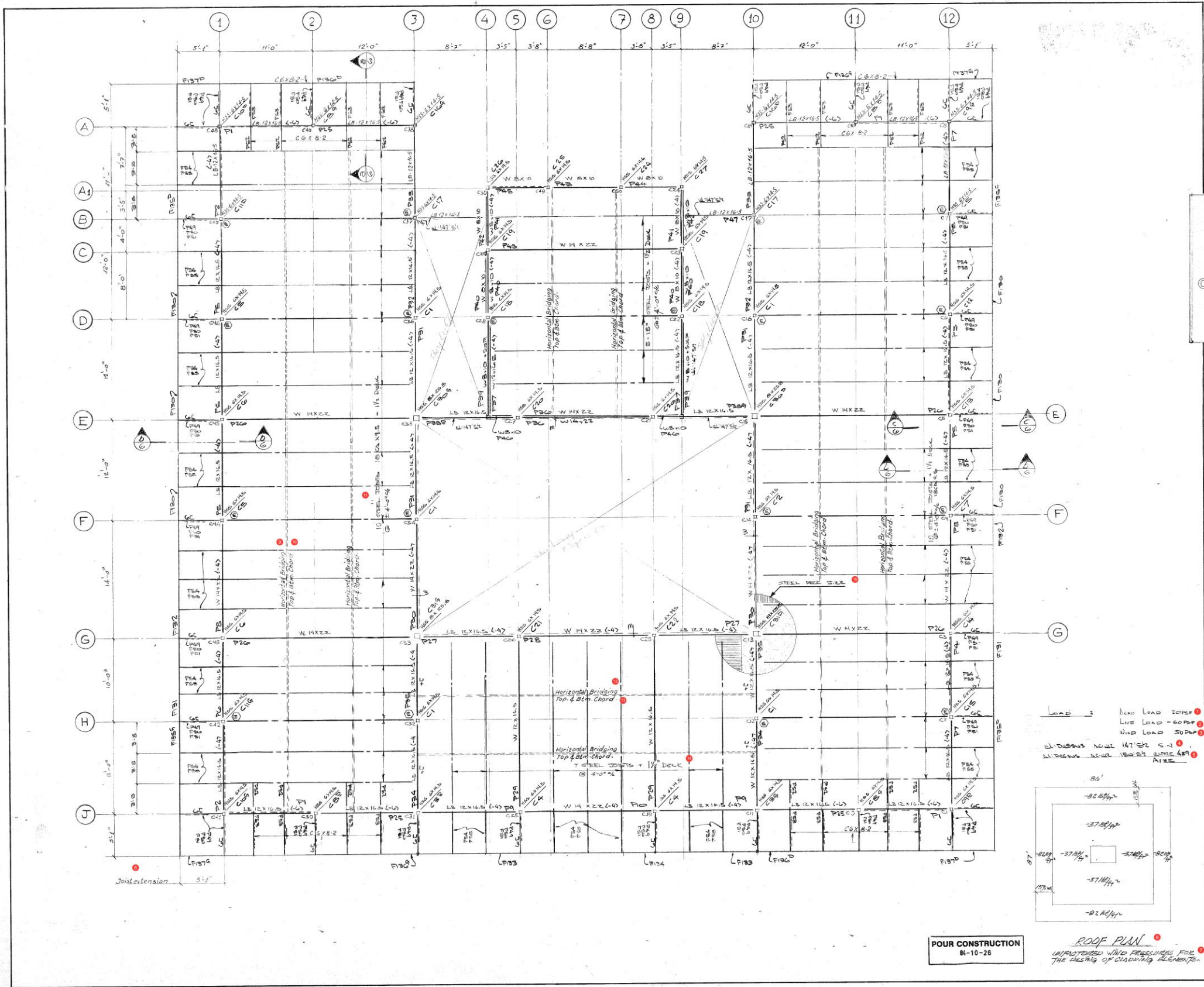


**Bridgetown,
Barbados**

new
canadian
high
commission

structure
second floor plan

Project #	Scale
1/4" = 1'-0"	
Drawn by	Date
J.P.D.	May 11, 1984
Checked by	Approved by
J.C.G.	
Date pour soumission	Date pour construction
84-05-15	



Code - Date Description REVISIONS

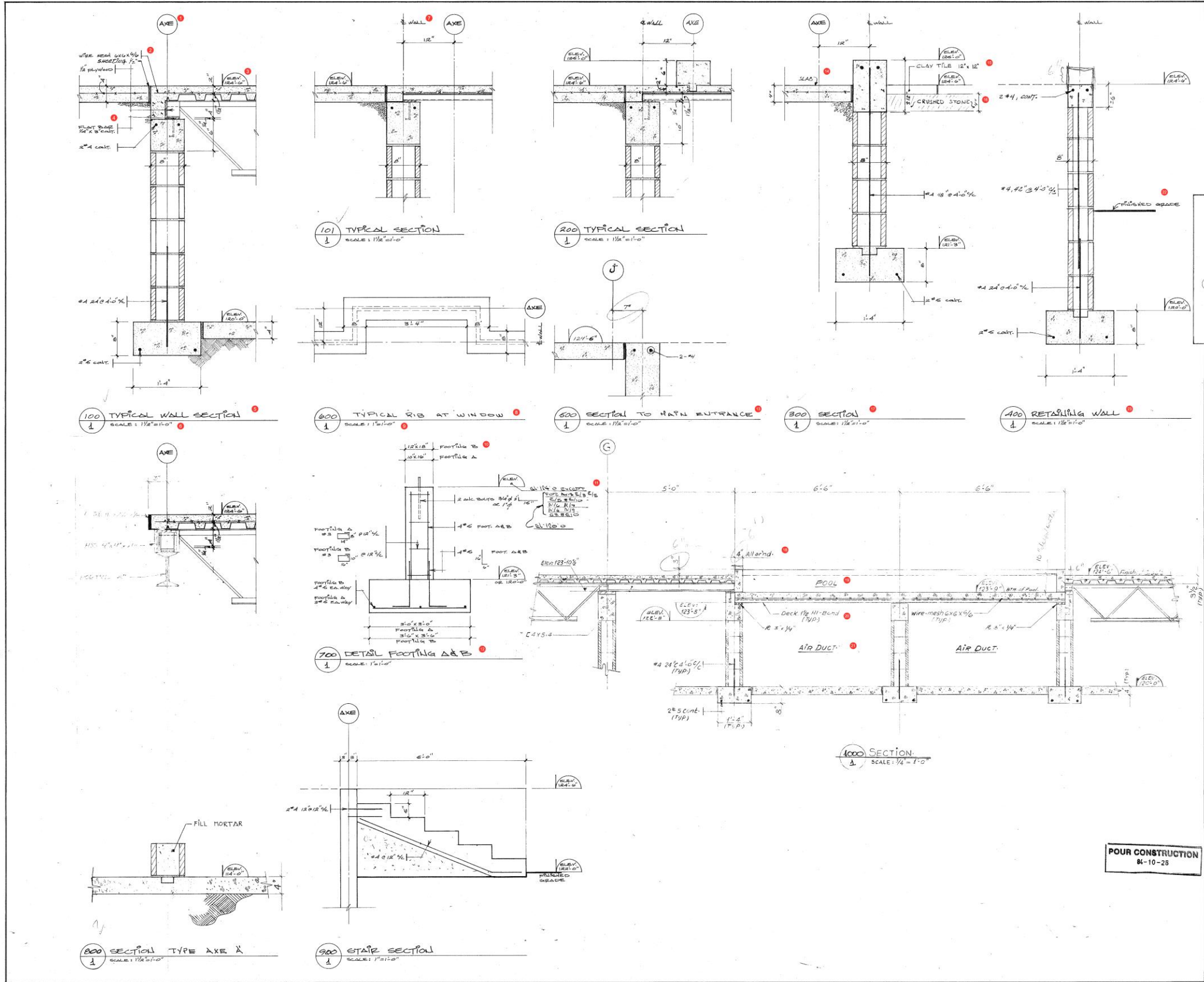


Bridgetown, Barbados

new canadian high commission


structure roof plan

Project no:	Echelle:
147	1/4" = 1'-0"
Drawn by:	Date:
S.D.	May 11, 1984
Checked by:	Approuvé par:
J.C.	J.C.
Date pour soumission:	Date pour construction:
84-10-15	
L'ingénieur devra vérifier toutes les dimensions avant de débiter les travaux.	
Drawn by:	4 de 8

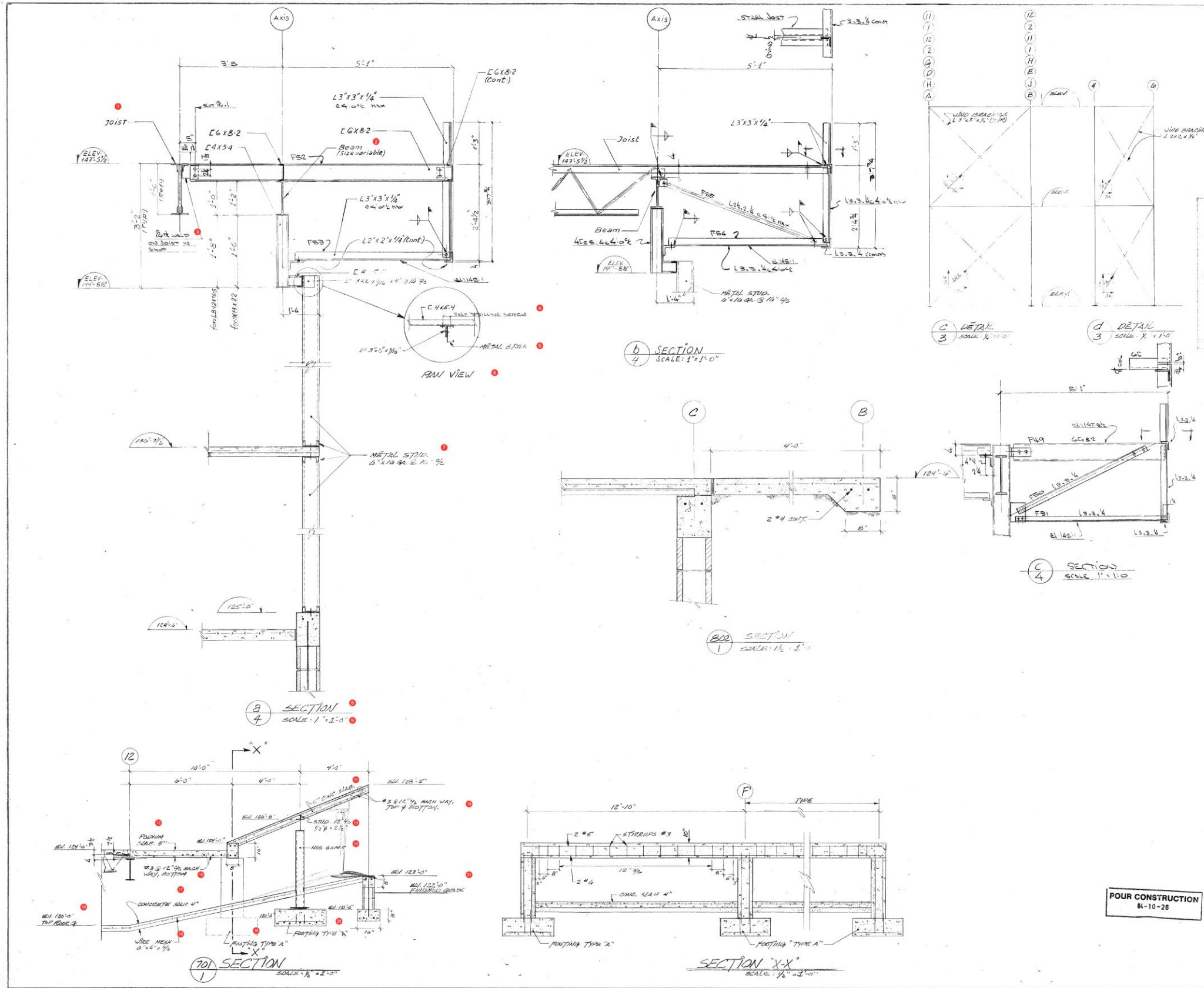


consortium
crs



Code	Date	Description	Par
REVISIONS			
Propriétaire:			
			
Site:			
Bridgetown, Barbados			
Titre du projet:			
new canadian high commission			
Titre du dessin:			
STRUCTURE DETAILS			
Projet n°:	Echelle:		
Dessiné par:	Date:		
Vérifié par:	Approuvé par:		
Date pour soumission:	Date pour construction:		
<small>L'Entrepreneur devra vérifier toutes les dimensions avant de débiter les matériaux.</small>			
Dessin n°:			5 de 8

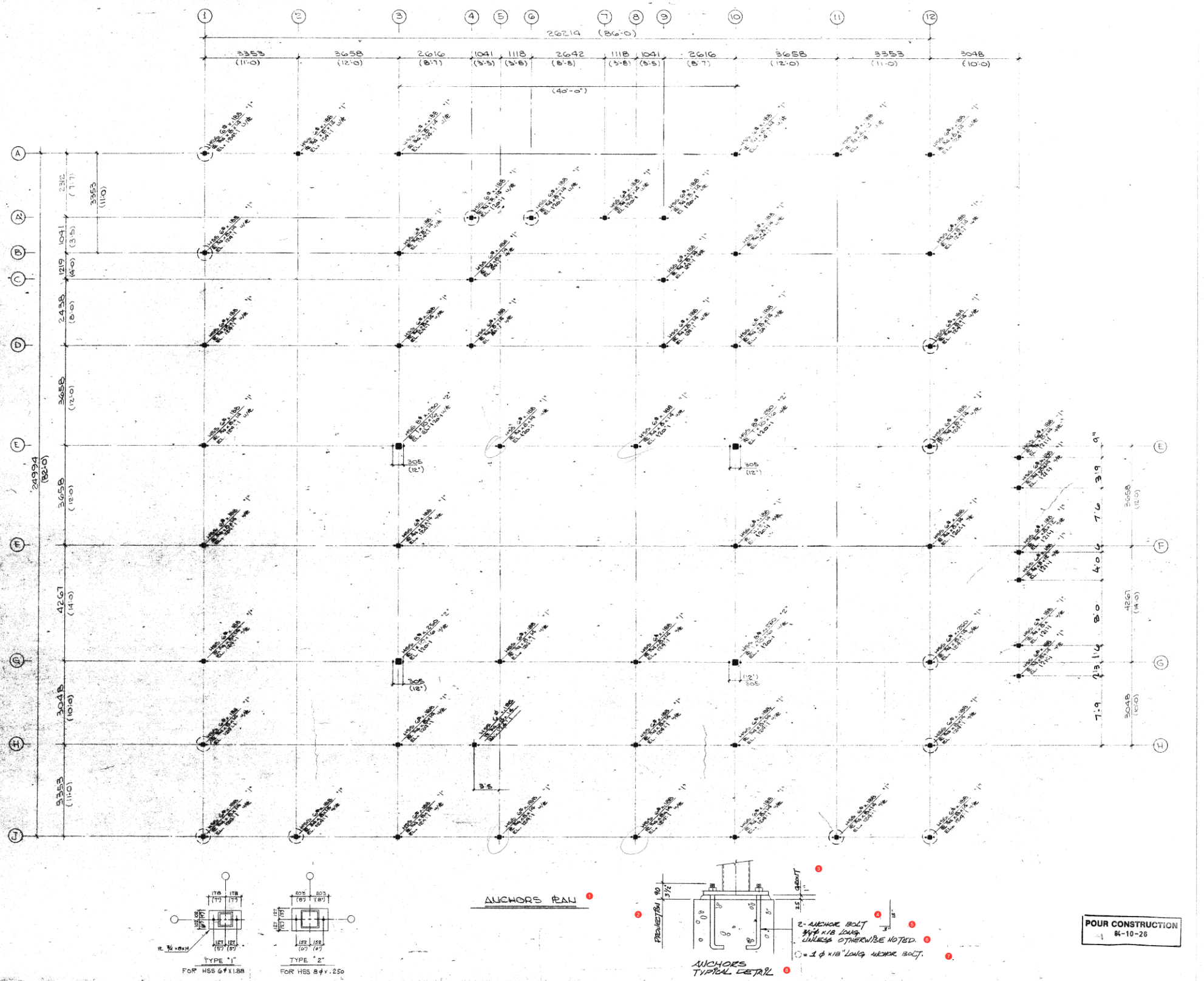
POUR CONSTRUCTION
84-10-26



consortium
crs




Code	Date	Description	Par
REVISIONS			
Propriétaire: EXTERNAL AFFAIRS CANADA			
			
Site: Bridgetown, Barbados			
Titre du projet: new canadian high commission			
Titre du dessin: structure details & sections			
Projet n°: G-D-H		Echelle: INDICATED	
Dessiné par: e.d.		Date: May 11, 1984	
Vérifié par: J.H.G.		Approuvé par: J.H.G.	
Date pour soumission: 84-05-15		Date pour construction:	
Dessin n°: 6 de 8			

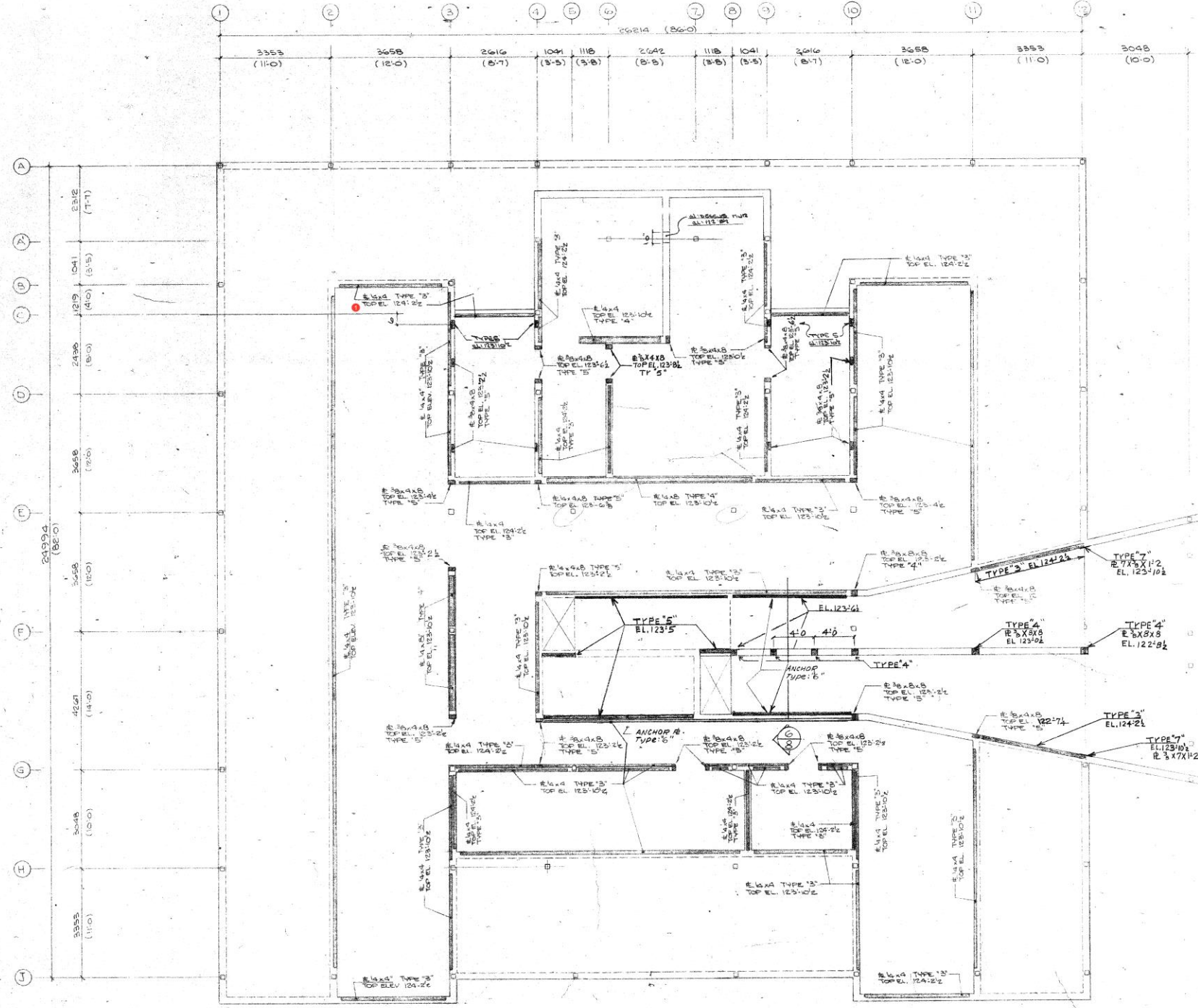


consortium
crs



Code	Date	Description	Par
REVISIONS			
Préparateur:			
			
Site: Bridgetown, Barbados			
Titre du projet: new canadian high commission			
Titre du dessin: STRUCTURE DETAILS			
Projet n°:			
Echelle:			
Destiné par:		Date: May 11, 1984	
Vérifié par:		Approuvé par:	
O.D.:		J.C.G.	
Date pour soumission:		Date pour construction:	
<small>L'entrepreneur devra vérifier toutes les dimensions avant de commencer les travaux.</small>			
Dessin n°			7 sur 8

POUR CONSTRUCTION
 84-10-25



TOP LEVEL
SEE PLAN

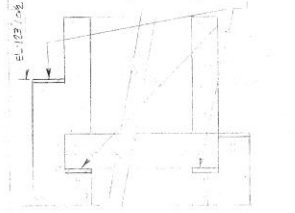
TOP LEVEL
SEE PLAN

TOP LEVEL
SEE PLAN

EL. 123.02

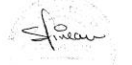
EL. 122.74

POUR CONSTRUCTION
8-10-28



SECTION (TYPE 4)

consortium
crs



Code Date Description
REVISIONS



Site:
**Bridgetown,
Barbados**

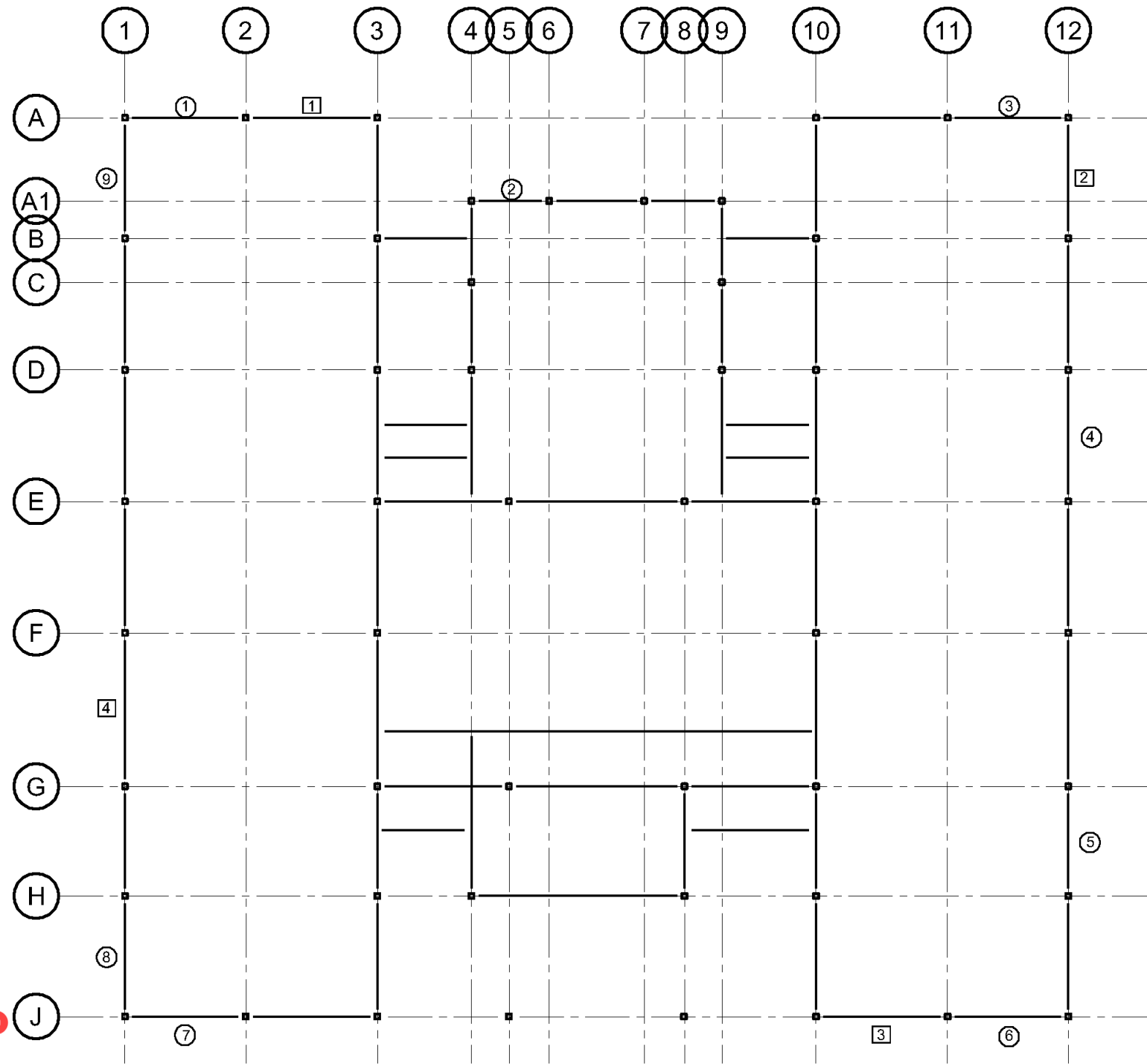
Titre du projet:
**new
canadian
high
commission**

Titre du dessin:
**STRUCTURE
DETAILS**

Projet n°: Echelle:
Dessiné par: Date: May 11, 1984
Vérifié par: Approuvé par:
e.d. J.C.G.
Date pour soumission: Date pour construction:

ANNEXE F
DESSIN DE DISPOSITION DE RENFORT

File Location: P:\23000\23423-03 DIFAIT Seismic - B.Americas\Bridgetown\Chancery\Report\Appendix E - Structural Drawings\Drawing 1.dwg



- ① - EXISTING BRACED FRAME 1
 - ☐ - PROPOSED ADDITIONAL BRACED FRAME 2
- NOTES: 3
- ALL BRACED FRAME MEMBERS AS FOLLOWS: 4
- COLUMNS 5
 - HSS 6x6x13
 - BEAMS 6
 - W12x16
 - DIAGONAL BRACES BAYS 1,3-9 7
 - L3x3x $\frac{1}{4}$ "
 - DIAGONAL BRACES BAY 2 8
 - L2x2x $\frac{1}{4}$ "

This drawing is copyright protected and may not be reproduced or used for purposes other than execution of the described work without the express written consent of J.L. Richards & Associates Limited.

PROJECT: 10
SEISMIC EVALUATION OF BRIDGETOWN CHANCERY

DRAWING: 11
SECOND FLOOR STEEL FRAMING AND BRACED BAY LAYOUT

J.L. Richards & Associates Limited
 864 Lady Ellen Place
 Ottawa, ON Canada
 K1Z 5M2
 Tel: 613 728 3571
 Fax: 613 728 6012

DESIGN:
 DRAWN: DP
 CHECKED: DP
 PLOTTED: Jul 07, 2010 12

DRAWING NO.:
S1
 JLR NO:
 23423-03