

ORDRE DES INGÉNIEURS DU QUÉBEC

SESSION DE NOVEMBRE 2023

Toute documentation permise
Calculatrices : modèles autorisés seulement
Durée de l'examen : 3 heures
L'examen comporte quatre questions sur quatre pages

16-CI-A2 CONCEPTION STRUCTURALE ÉLÉMENTAIRE

Notes :

1. Les calculs doivent être conformes au Code national du bâtiment CNB 2005.
1. Les structures en bois doivent être conformes à la norme CAN/CSA-O86-09.
2. Les structures en acier doivent être conformes à la norme CAN/CSA-S16-09 2010.
3. Les structures en béton doivent être conformes à la norme CAN/CSA-A23.3-04.

1. Code national du bâtiment

Problème 1 (25%)

Considérer le bâtiment à usage hospitalier (une aile structurellement indépendante d'un hôpital) de 3 étages dont une vue en élévation de la structure est illustrée à la *Figure 2*. Ce bâtiment est situé dans la ville de Montréal, sur un sol pour lequel la vitesse moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres V_{s30} est de 800 m/s.

La structure est une ossature en acier dont la résistance aux forces sismiques (SFRS), dans les deux directions horizontales, est assurée entièrement par un contreventement concentrique en acier (en X) à ductilité moyenne. Les diagonales du contreventement reprennent la traction seulement et ont une faible résistance en compression qu'on peut négliger (**SFRS=contreventement concentrique de ductilité moyenne à traction, conforme aux exigences de la norme CSA-S16**). Cette ossature est disposée de manière orthogonale dans les deux directions. La structure du bâtiment ne souffre d'aucune irrégularité sismique (au sens de l'article 4.1.8.6 du code CNB2005).

Les masses sont essentiellement concentrées au niveau des planchers et du toit, composés de dalles de béton armées, supportées par des poutres en acier. Les poutres en acier sont supportées par des colonnes en acier au moyen de connexions simples (articulées, ne transmettant pas les moments). Les planchers agissent comme des diaphragmes rigides dans leurs plans. Le plancher du rez-de-chaussée (RDC) est constitué par une dalle sur sol (les forces sismiques attirées par le plancher du RDC sont directement transmises au sol et non à l'ossature). Le poids sismique est évalué à 5000 kN/niveau (au toit et aux planchers structuraux) pour un poids sismique total, W , de 15 000 kN.

Les données de l'aléa sismique du CNB2005 de la localité du projet, pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, un sol de classe C et 5 % d'amortissement, sont présentées au Tableau 1, sous forme d'accélération spectrale et d'accélération maximale au sol (PGA ou AHM) :

Tableau 1 : Données de l'aléa sismique de référence (sol C) pour la localité du projet pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans et pour 5 % d'amortissement.

T (sec)	0.2	0.5	1.0	2.0	PGA (g)
Sa(T) en g	0.688	0.339	0.139	0.048	0.429

- Démontrer que la méthode de calcul par la force statique équivalente est applicable, calculer la période fondamentale empirique du CNB2005, T_a , déterminer le coefficient de risque sismique, I_E , le coefficient des modes supérieurs, M_v , les coefficients R_d et R_o et le cisaillement à la base, V , exigé par le CNB 2005 pour le calcul sismique de ce bâtiment. **(16%)**
- Distribuer la force statique équivalente, V , en hauteur (donnez votre résultat sous forme de dessin ou de tableau, indiquant la force à appliquer à chaque niveau. **(6%)**
- Une analyse modale 3D du bâtiment indique que le mode fondamental du bâtiment, dans les deux directions principales, est une translation avec une période de $T_{a,dyn} = 0.6$ sec. Selon vos calculs précédents, peut-on alors réduire, conformément aux spécifications du code, le cisaillement à la base V ? Si oui, quelle serait la nouvelle valeur minimale de V à considérer dans le calcul conformément au CNB2005 ? **(3%)**

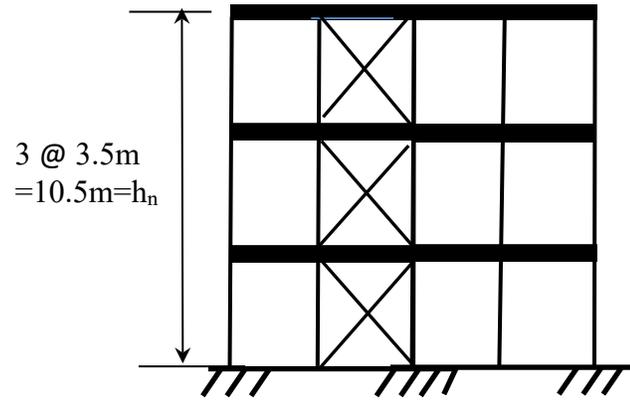


Figure 1 : Vue en élévation du bâtiment

2. Structures en béton armé

Problème 2 (25%)

Considérer le plancher, **non exposé aux intempéries et à la neige**, composé d'une dalle continue unidirectionnelle d'épaisseur $h_s = 120$ mm, supportée par 3 poutres continues, lesquelles sont supportées par des colonnes 400mmx400mm, tel qu'illustré partiellement sur la figure 2. Le plancher supporte, en plus de son poids propre, une charge permanente additionnelle, $w_{D,add} = 3.50$ kN/m² et une surcharge d'utilisation, $w_L = 4.8$ kN/m². Le contreventement de la structure est assuré par un système séparé (murs de refends) non-montré dans la figure.

On donne:

Section (de la poutre intérieure à l'axe 2 en travée):

b_w (large de l'âme) = 400 mm;

h (hauteur totale incluant la dalle) = **600** mm (incluant la dalle);

Largeur effective de la table de compression, b_{eff} : **à déterminer**;

Enrobage (recouvrement de béton jusqu'à face extérieure de l'étrier) $b'_c = 30$ mm.

Béton :

Béton ordinaire de poids volumique $\gamma_c = 24$ kN/m³ ;

Résistance en compression à 28 jours: $f'_c = 30$ MPa;

Gros granulat : $a_{max} = 20$ mm.

Armatures :

Limite élastique, $f_y = 400$ MPa;

Armatures longitudinales tendues : 25 M (aire de section d'acier= 500mm²/barre);

Étriers : 10M.

Pour la poutre intérieure sur l'axe 2 ($b_w \times h = 400 \times 600$), on demande de :

- Calculer la charge pondérée uniforme gravitaire maximale que doit résister la poutre (en kN/m), tenant compte de sa surface tributaire. La réduction de la charge vive peut ne pas être considérée. **(5%)**
- Vérifier si la proposition d'armer la poutre en travée de rive (entre les axes A et B) par 3-25M, sur un seul lit, convient pour développer une résistance en flexion à l'ÉLU adéquate, sachant que le moment fléchissant pondéré maximum à résister est $M_{fmax+} = 269$ kN.m. Tenir compte de la contribution de la dalle en compression à la résistance en flexion positive (section en T), conformément à la **norme A23.3-04**. Vérifier également les dispositions de la norme A23.3-04 quant à l'enrobage, le comportement de la section (A_{smax} et A_{smin}), l'espacement des armatures et le contrôle de la fissuration (Z) dans la zone des armatures tendues. La flèche ainsi que la résistance au cisaillement ne sont pas à vérifier. **(20%)**

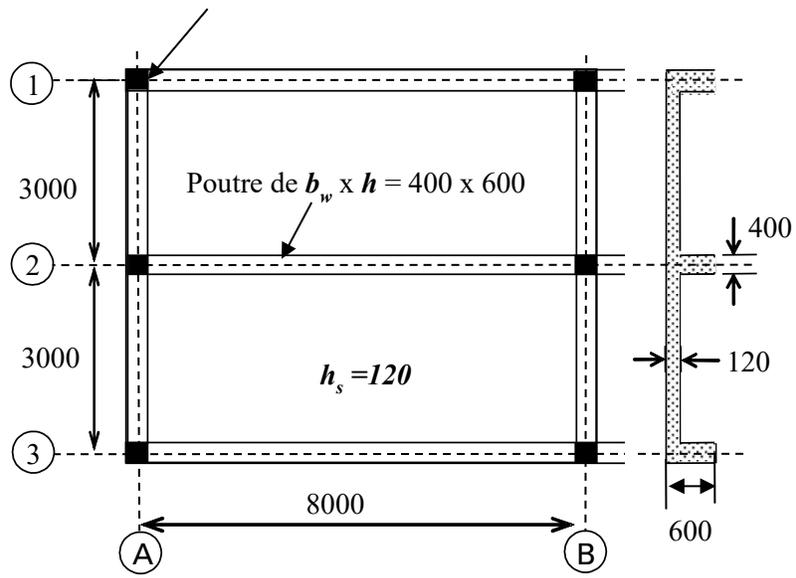


Figure 2 : Vue en plan et coupe du plancher (pas à l'échelle)

3. Structures en acier

Problème 3 (25%)

Un extrait du plancher d'un étage type dans un bâtiment multi-étagé est illustré à la Figure 3. Le plancher est composé d'une dalle de béton supportée par des poutrelles espacées à 1.2m c/c et de portée de 5m en acier, appuyées sur des poutres en acier de profilé **W**. Les poutres sont simplement appuyées aux colonnes, ont une portée de 10m et sont supportées latéralement (au niveau de leur aile supérieure) de façon continue.

Vérifier si la section $W_{\text{proposée}}$ (imaginaire), doublement symétrique, possède la résistance pondérée en flexion suffisante pour assurer la sécurité à l'ultime et la rigidité adéquate pour limiter les flèches en service comme suit :

- Flèche maximale admissible sous la charge vive = $L/360$
- Flèche maximale admissible sous la charge totale = $L/180$

La résistance en cisaillement n'est pas à vérifier. Pour déterminer les efforts de conception, la réduction des charges d'utilisation doit obligatoirement être considérée.

On donne :

Charges :

- Charge morte (incluant poids propre de la structure) : 4.2 kPa
- Charge vive (d'exploitation) : 3.6 kPa

Section $W_{\text{proposée}}$ (imaginaire):

- Acier : $f_y = 330$ MPa
- Inertie autour de l'axe fort, $I_{x-x} : 480.5 \cdot 10^6$ mm⁴
- Module de section élastique, $S_{x-x} : 1820 \cdot 10^3$ mm³
- Module de section plastique, $Z_{x-x} : 2065 \cdot 10^3$ mm³
- Largeur des semelles, $b = 209$ mm
- Épaisseur des semelles, $t : 13.3$ mm
- Hauteur hors tout, $d : 528$ mm
- Épaisseur de l'âme, $w : 9.4$ mm

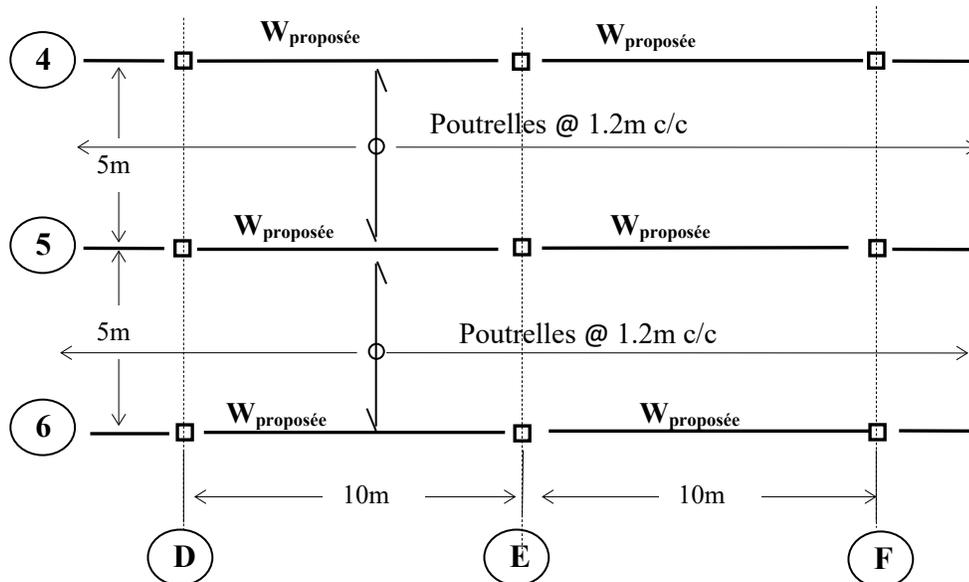


Figure 3 : Vue en plan partielle du plancher (pas à l'échelle)

4. Structures en bois

Problème 4 (25%)

Valider si la poutre en bois lamellé-collé Douglas-mélèze de classe 20f-E de 130 mm x 532 mm, illustrée à la Figure 4, possède une résistance adéquate en flexion et en cisaillement. Considérer que le bois n'est pas traité. L'utilisation est en milieu sec et l'application des charges est d'une durée normale. La rive comprimée de la poutre est soutenue latéralement sur toute sa longueur par des solives espacées de 400 mm entre les axes. En plus de la surcharge d'utilisation égale à 3.6 kPa, la poutre doit soutenir une charge permanente de 2.4 kPa (les cloisons et le poids propre y sont inclus). Considère que la largeur tributaire de la poutre est égale à 3 m. Présumer que la résistance admissible au point d'appui a été vérifiée.

Noter que la flèche maximale sous la charge totale ne peut pas dépasser $L/180$ et la flèche sous la charge d'utilisation ne peut pas dépasser $L/360$ où L représente la portée de la poutre. La réduction des charges d'utilisation peut être ignorée dans les calculs des charges.

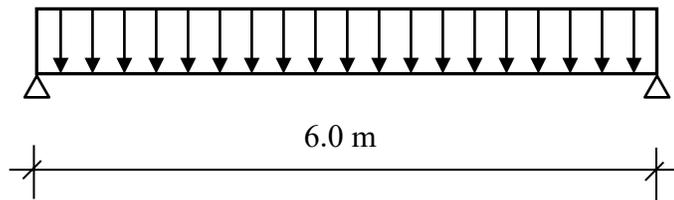


Figure 4.