

REPUBLIQUE ALGRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de master académique

Spécialité : Génie Civil
Option : structures et matériaux

Présenté par
HECHICHE IHSENE

Sujet :

**Influence du modèle de concentration des masses
sur la réponse dynamique et le dimensionnement
parasismique d'un bâtiment multi-étagé en portiques
auto-stables en béton armé, irrégulier en plan.**

Proposé et dirigé par Dr ABED A., Maître de conférences A au

Dépt. Génie Civil, UMMTO.

Promotion 2009/2010

Remerciements

Je tiens à remercier en premier lieu Dieu le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la santé pour achever ce travail.

Mes vifs remerciements vont à mon promoteur **Dr. ABED A.** qui m'a donné la chance de travailler sur un sujet très intéressant, et qui m'a consacré beaucoup de temps et d'attention pour mener à bien ce travail, sans oublier ses précieux conseils qui m'ont éclairé durant l'élaboration de ce travail.

Ma profonde reconnaissance va vers **Mr LOUZAI A.**, enseignant au département génie civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour m'avoir appris à modéliser avec le logiciel ETABS.

Je tiens aussi à remercier les membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je tiens à remercier tous les enseignants qui ont participé à ma formation depuis ma première année à l'université de Tizi-Ouzou.

DEDICACES

A mes chers parents

A mes chères frères et sœurs

A mes amis (es)

A ceux qui me sont chers

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1 : INTRODUCTION

1.1. Définition de la problématique.....	1.1
1.2. But de travail.....	1.2
1.3. Plan du mémoire.....	1.3

Chapitre 2 : STRUCTURE ETUDIEE ET SA MODELISATION

2.1. Structure étudiée et son lieu d'implantation	2.1
2.1.1. Description de la structure.....	2.1
2.1.2. Lieu d'implantation de la structure.....	2.4
2.2. Eléments composant la superstructure.....	2.4
2.3. Murs de remplissage en maçonnerie	2.4
2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	2.4
2.4.1. Béton	2.4
2.4.2. Acier.....	2.7
2.5. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et poteaux.....	2.8
2.5.1. Charges gravitaires appliquées.....	2.8
2.5.2. Prédimensionnement des poutres.....	2.8
2.5.3. Prédimensionnement des poteaux.....	2.9
2.6. Modélisation de la structure.....	2.10
2.6.1. Modèle en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochette).....	2.10
2.6.2. Modèle tridimensionnel (modèle 3D).....	2.11
2.7. Action sismique.....	2.12

Chapitre 3 : PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

3.1. Introduction.....	3.1
3.2. Caractéristiques vibratoires	3.1
3.3. Déplacements	3.4
3.4. Sollicitations dans les éléments structuraux (poutres et poteaux) les plus sollicités sous les différentes combinaisons d'actions réglementaires utilisées	3.6
3.4.1. Numérotations utilisées pour les poutres et les poteaux.....	3.6
3.4.2. Combinaisons d'actions réglementaires utilisées.....	3.9
3.4.3. Sollicitations dans les poutres et poteaux les plus sollicités.....	3.9

Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT COMPARATIF DES ELEMENTS STRUCTURAUX LES PLUS SOLLICITES

4.1. Introduction.....	4.1
4.2. Ferrailage des poutres et poteaux les plus sollicités.....	4.1
4.2.1. Ferrailage des poutres les plus sollicitées.....	4.1
4.2.1.1. Pour le modèle brochette.....	4.1
4.2.1.2. Pour le modèle 3D.....	4.21
4.2.1.3. Récapitulation du ferrailage des poutres les plus sollicitées	4.36
4.2.1.4. Analyse comparative du ferrailage des poutres les plus sollicitées.....	4.36
4.2.2. Ferrailage des poteaux les plus sollicités.....	4.42
4.2.2.1. Pour le modèle brochette.....	4.42
4.2.2.2. Pour le modèle 3D.....	4.53
4.2.2.3. Récapitulation du ferrailage des poteaux les plus sollicités	4.62
4.2.2.4. Analyse comparative du ferrailage des poteaux les plus sollicités.....	4.62

Chapitre 5 : CONCLUSIONS

Conclusions.....	5.1
------------------	-----

BIBLIOGRAPHI

Chapitre 1

Introduction

1. INTRODUCTION

1.1 Définition de la problématique

L'analyse de la réponse d'une structure soumise à une excitation dynamique de type sismique nécessite au préalable d'adopter un modèle mathématique de calcul traduisant le plus correctement possible le comportement réel de celle-ci.

Le modèle ainsi introduit dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination des caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres de vibration) de la structure, des efforts internes et des états de contraintes engendrés par l'action sismique.

Les deux types de modèle mathématique les plus indiqués sont :

- Modélisation par éléments finis ;
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

Dans le cas de la modélisation à masses concentrées, les structures tridimensionnelles multi-étagées, tels que les bâtiments à plusieurs étages en portiques auto-stables, peuvent être modélisées de deux manières :

- soit par un modèle en oscillateur multiple en console verticale, dont les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher du bâtiment, et l'ensemble des poteaux d'un étage sont réduits à un poteau de masse négligeable et de rigidité équivalente égale à la somme de leurs rigidités individuelles, appelée rigidité d'étage. Ce modèle est appelé aussi modèle "brochette" dans la littérature technique.
- soit par un modèle tridimensionnel dont les masses sont concentrées au niveau de chaque nœud poutre-poteau du bâtiment (modèle 3D).

Une question se pose alors à l'ingénieur : Quelle modélisation faut-il adopter pour la structure étudiée et pour quels résultats ? Question définissant la problématique de notre travail, et à laquelle nous essaierons d'apporter une réponse à travers l'analyse dynamique d'un cas de structure de bâtiment.

1.2. But du travail

Ce travail comprend deux parties principales.

La première consiste en une analyse dynamique comparative d'une structure de bâtiment en portiques auto-stables en béton armé, à 8 étages (9 planchers), irrégulière en plan, de forme triangulaire. Une vue spatiale de cette structure est montrée à la figure 1.1. Cette analyse dynamique est effectuée séparément sur la base de deux modèles mathématiques différents de la structure : selon un modèle en console verticale à masses concentrées (modèle “ brochette ”), montré à la figure 2.7 du chapitre 2, puis sur la base d'un modèle tridimensionnel (modèle 3D), présenté à la figure 2.8 du même chapitre. Cette analyse consiste en la détermination des caractéristiques vibratoires de la structure (périodes propres et modes propres de vibration) et des déplacements horizontaux en tête et inter-étages de celle-ci.

Le programme de calcul utilisé à cet effet est le logiciel ETABS.

Les résultats obtenus séparément pour les deux modèles mathématiques considérés pour la structure sont analysés et comparés.

Dans la deuxième partie de ce travail, on procède à un dimensionnement comparatif (section de béton et ferrailage) de quelques éléments structuraux, poutres et poteaux, parmi les plus sollicités de la structure, en considérant les sollicitations (efforts internes) obtenues séparément sur la base des deux modèles mathématiques de la structure considérés, le modèle “ brochette ” et celui 3D.

Le calcul des sollicitations combinées dans les éléments structuraux est effectué sur la base des combinaisons d'actions réglementaires utilisées, englobant l'action sismique (E) et celle des charges statiques gravitaires, permanentes (G) et d'exploitation (Q). Ce calcul est effectué en utilisant le même programme informatique que celui utilisé pour la première partie de ce travail : le logiciel ETABS.

Les résultats en termes de sections d'acier dans les poutres et poteaux parmi les plus sollicités, obtenus séparément sur la base des deux modèles mathématiques de la structure considérés, sont analysés et comparés.

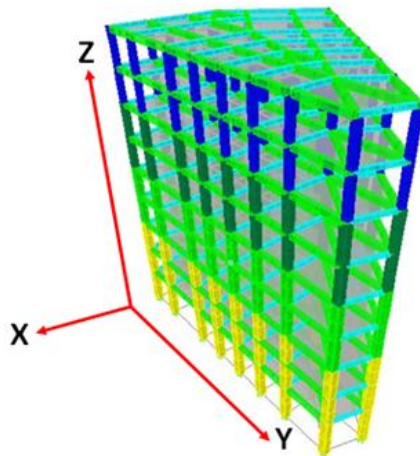


Figure 1.1 : Vue spatiale de la structure étudiée.

1.3. Plan du mémoire :

Ce travail comprend **5 Chapitres**:

Le premier est la présente introduction.

Au **chapitre 2**, on décrit la structure étudiée, son lieu d'implantation, et on définit sa modélisation nécessaire pour l'étude dynamique selon les deux modèles utilisés (modèle Brochette et modèle 3D).

Au **chapitre 3**, on présente et on analyse les résultats de l'analyse dynamique obtenus pour les deux modèles mathématiques considérés pour la structure. Ces résultats concernent les paramètres suivants :

- les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure ;
- les déplacements en tête et inter-étages de la structure.

Le **chapitre 4** porte sur le dimensionnement comparatif (section de béton et ferrailage) de quelques éléments structuraux (poutres et poteaux) parmi les plus sollicités de la structure, selon les différentes combinaisons d'actions réglementaires utilisées, en considérant les sollicitations obtenues séparément sur la base des deux modèles mathématiques considérés pour la structure.

Enfin, au **chapitre 5**, nous résumons les conclusions principales tirées de ce travail.

Chapitre 2

**Structure étudiée
et
sa modélisation**

2. STRUCTURE ETUDIEE ET SA MODELISATION

2.1 Structure étudiée et son lieu d'implantation

2.1.1. Description de la structure

La structure étudiée est un bâtiment en portiques auto-stables en béton armé. Cette structure est irrégulière en plan, de forme triangulaire ; elle est composée d'un rez de chaussée et de 8 étages (9 planchers ou 9 niveaux)-Voir figure 2.1.

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

-longueur totale : 25.06 m	}	(figure 2.2)
-largeur de la grande base : 17.25 m		
-largeur de la petite base : 3.15 m		
-hauteur du RDC : 4 m	}	(figure 2.3)
-hauteur d'étage courant : 3 m		
-hauteur totale : 28 m		

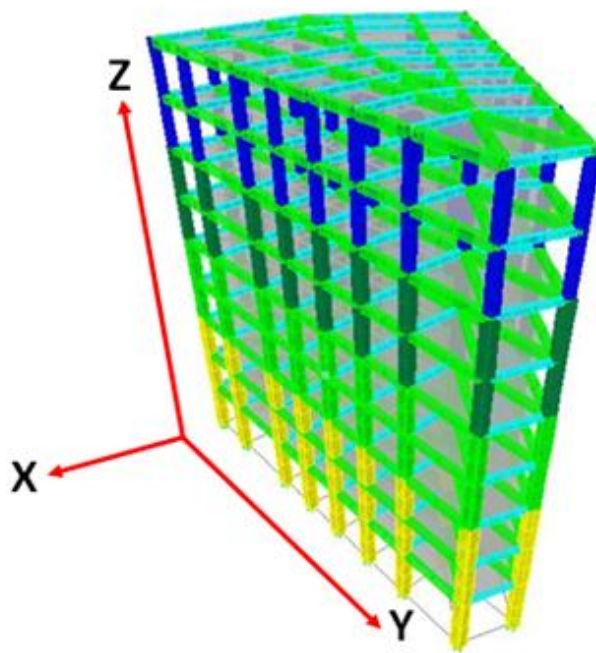


Figure 2.1 : Vue spatiale de la structure étudiée

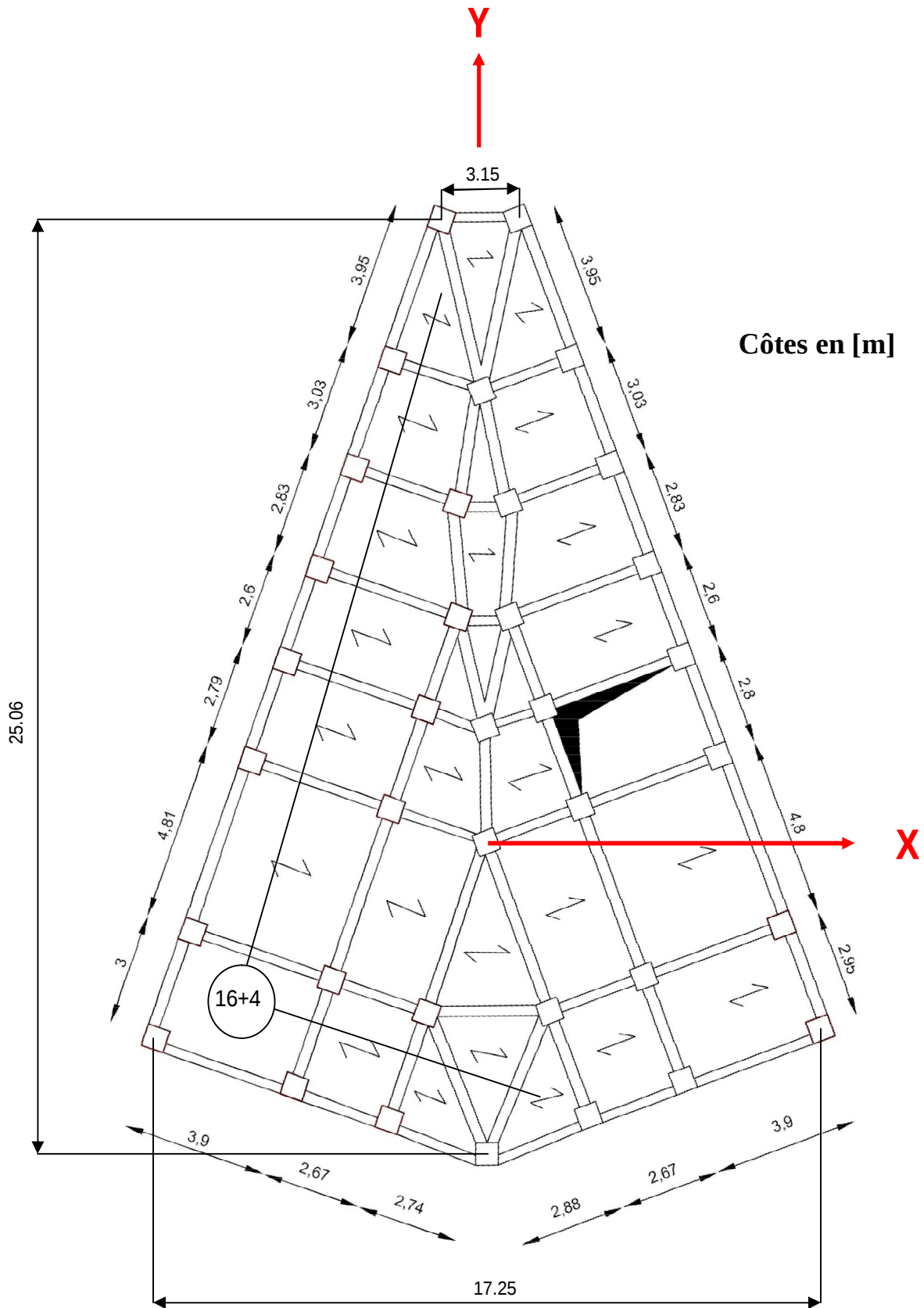


Figure 2.2 : Dimensions en plan de la structure.

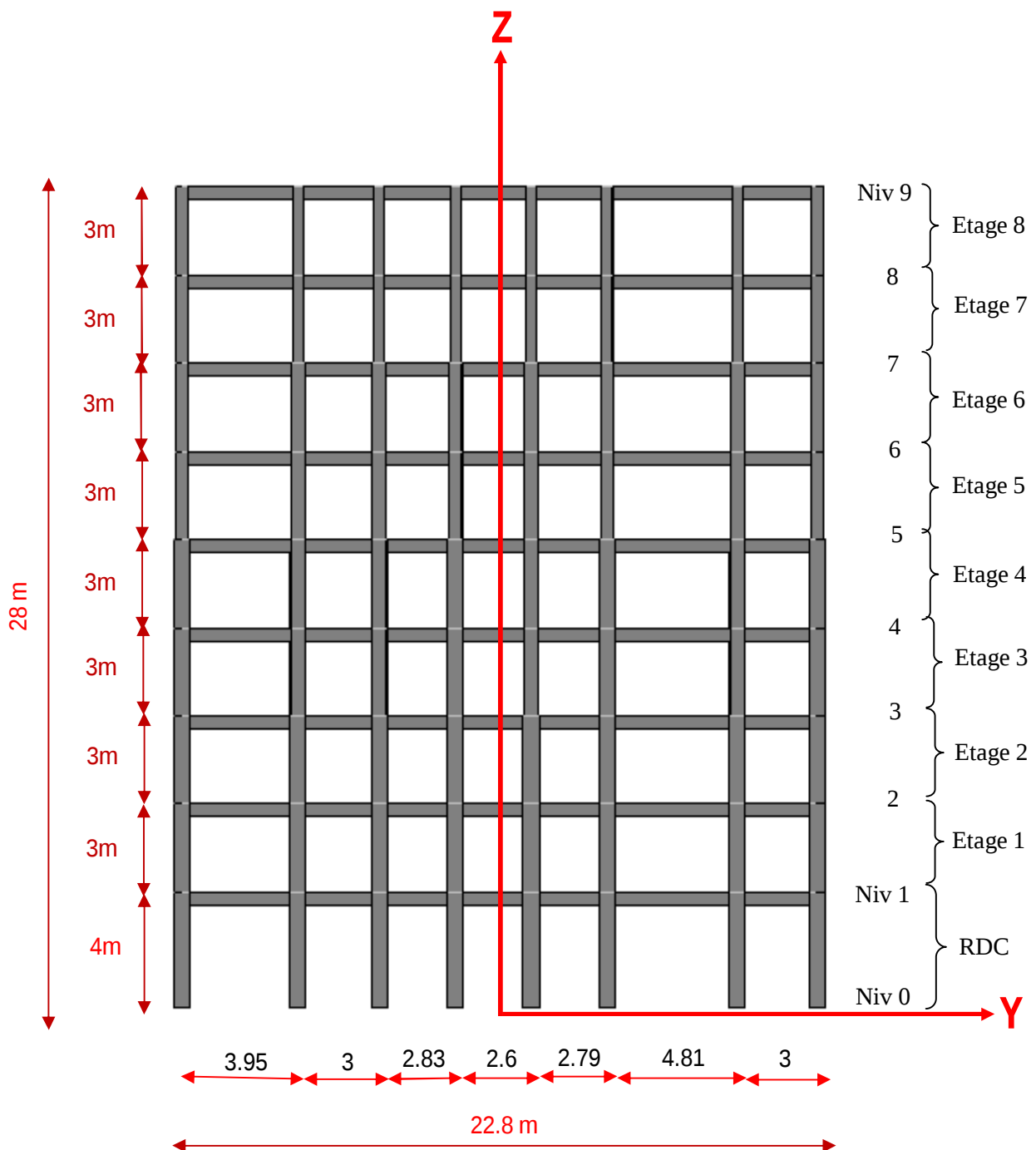


Figure 2.3 : Dimensions en élévation de la structure.

2.1.2. Lieu d'implantation de la structure

Le bâtiment est supposé être implanté dans une zone de forte sismicité, à savoir la Zone III selon le code parasismique algérien RPA99/version 2003.

Le sol de fondation du bâtiment est supposé ferme : sol de type S2 selon le même code.

2.2. Eléments composant la superstructure

a) Ossature

L'ossature du bâtiment est composée de portiques auto-stables dans ses deux directions orthogonales, capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales. Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux sont données au § 2.5 de ce chapitre.

b) Planchers

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils sont de type 16 + 4.

2.3. Murs de remplissage en maçonnerie

Les murs extérieurs sont en double cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

Les murs de séparations intérieurs : sont en cloison simple en brique creuse de 10cm

.

2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

2.4.1. Béton

Le béton utilisé est à base de ciment portland artificiel CPA325. Il est dosé à 350kg/m^3 .

a) Résistance caractéristique du béton à la compression (BAEL 91) :

La valeur de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours, f_{c28} est fixée à 25MPa ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

b) Résistance caractéristique du béton à la traction (BAEL 91) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale instantanée du béton (BAEL 91) :

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation longitudinale différée du béton (BAEL 91) :

$$E_{l28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818 \text{ MPa}$$

e) Module de déformation transversale du béton (BAEL 91) :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

- E : module de Young
- μ : coefficient de poisson

- à l'Etat Limite de Service (ELS) : $\mu=0.2$ pour le calcul des déformations
- à l'Etat Limite Ultime (ELU) : $\mu=0$ pour le calcul des sollicitations

f) Contrainte limite ultime à la compression (BAEL 91) :

- à l'Etat Limite Ultime :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ en Situation durable.} \\ 1.15 \text{ en Situation accidentelle.} \end{array} \right.$

- θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

- Si la durée d'application est inférieure à 1 heure $\longrightarrow \theta = 0.85$
 - Si la durée d'application est supérieure à 24 heures $\longrightarrow \theta = 1$
- } (BAEL 91)

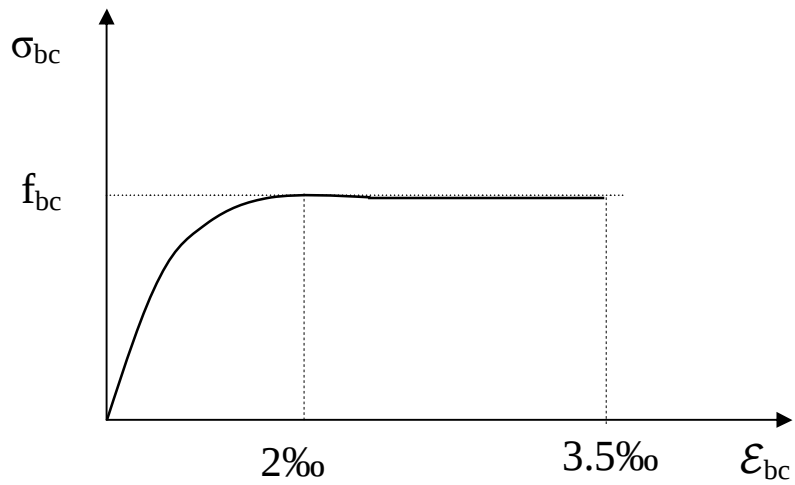


Figure2.4: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (BAEL 91).

– à l'Etat Limite de Service :

$$f_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$f_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

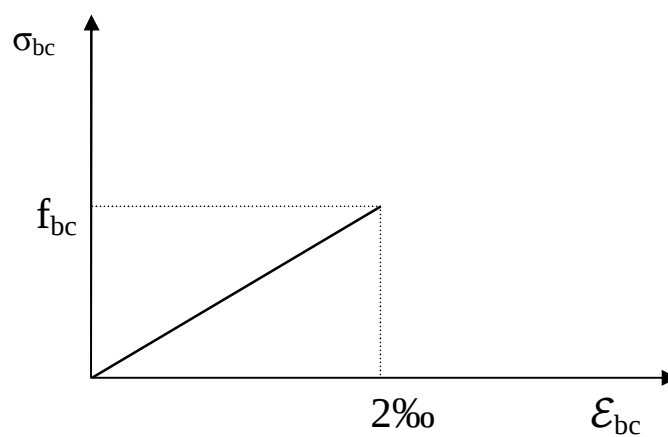


Figure2.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS (BAEL 91).

2.4.2. Aciers

Le ferrailage des éléments structuraux (poutres et poteaux) de notre bâtiment se fera en utilisant des aciers à haute adhérence F_eE 400, de limite élastique $f_e = 400$ MPa.

a) Module d'élasticité longitudinale (module de Young) :

Le module d'élasticité longitudinale des aciers est égale à $E_s = 200\,000$ MPa.

b) Contraintes limites de calcul (BAEL 91) :

- Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec :

σ_s : Contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$

c) Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL 91) :

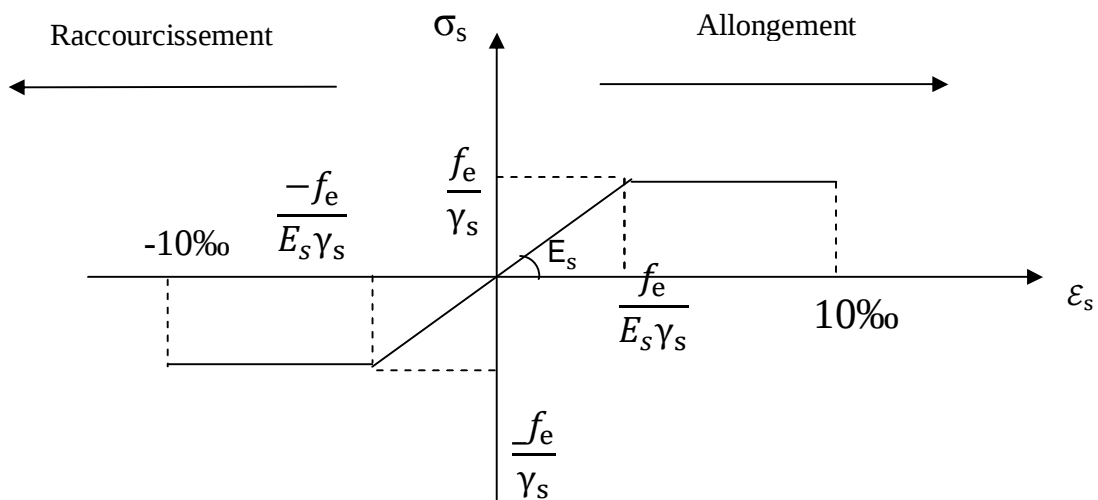


Figure 2.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL91).

2.5. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

Le prédimensionnement des poutres et poteaux se fait sous les charges gravitaires, permanentes (G) et d'exploitation (Q).

2.5.1. Charges gravitaires appliquées

Le bâtiment étudié étant à usage d'habitation, les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- Charges permanentes (G) :

- Plancher terrasse : $G = 5.83 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

- Charges d'exploitation (Q) :

- Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

2.5.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres principales (porteuses) du bâtiment sont prédimensionnées sur la base des formules ci-après.

La hauteur de la poutre principale h_p est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

La largeur de la poutre principale b_p est donnée par comme suit :

$$0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$$

Les sections adoptées pour les poutres sont :

- Poutres principales (porteuses) : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

2.5.3. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont prédimensionnés sur la base de la condition suivante où leur section de béton, B_c , est déterminée comme suit :

-à l'Etat limite ultime de Résistance :

Le code RPA 99/V.2003, §7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit, ν), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où :

B_c = section de béton du poteau ;

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Dans notre cas, $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Autrement dit, la section de béton, B_c , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq N_d / (0.30 \times f_{c28})$$

Ainsi, **au stade de prédimensionnement de la section de béton (B_c) des poteaux,**

N_d doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé, sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées : $1.35G + 1.5 Q$, obtenu par descente de ces charges.

En résumé, les sections de béton adoptées pour les poteaux, satisfaisant la condition précédente sont :

- RDC et Etages 1 et 2 : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$
- Etages 3 et 4 : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$
- Etages 5 et 6 : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Etages 7 et 8 : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

2.6. Modélisation de la structure

La modélisation d'une structure est une phase essentielle pour l'étude de sa réponse à une excitation dynamique. Pour cela, lors du choix du modèle à adopter, on doit tenir compte le plus correctement possible des masses et des raideurs de tous les éléments de la structure.

Dans notre travail on considère les deux modèles suivants :

2.6.1. Modèle en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochette)

La structure est modélisée par une console verticale dont les masses sont concentrées au niveau du centre de masse de chaque plancher du bâtiment (Figure 2.7).

Ce modèle est basé sur l'hypothèse selon laquelle les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans. Les degrés de liberté considérés, sous séisme horizontale, sont les déplacements horizontaux des planchers dans les deux directions orthogonales du bâtiment, qui sont représentées ici par les axes X et Y.

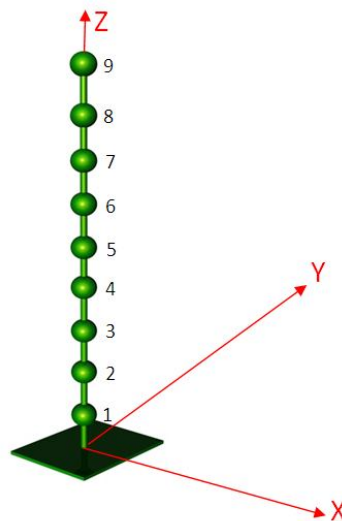


Figure 2.7 : Modèle en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochette).

- Valeurs des masses concentrées :

La masse concentrée par plancher est calculée comme suit :

A un plancher i (niveau i) du bâtiment, cette masse, que l'on note ici M_i , est, selon le RPA 99/2003, égale à la somme des masses relatives aux charges permanentes (G), M_{Gi} , et à une fraction de celles dues aux charges d'exploitation (Q), βM_{Qi} :

$$\begin{aligned} M_i &= \sum_j^n M_{Gi})_j + \sum_j^n \beta_{Qi})_j \\ &= \sum_j^n [M_{Gi})_j + \beta_{Qi})_j] \end{aligned}$$

β = Coefficient de pourcentage des charges ; dans notre cas, le bâtiment est à usage d'habitation, d'où : $\beta = 0.2$ (RPA 99/2003 tableau 4.5).

2.6.2. Modèle tridimensionnel (modèle 3D)

Les masses sont concentrées au niveau de chaque nœud poutre-poteau de la structure (croisement des poutres et des poteaux)-Figure 2.8.

Ce modèle de concentration des masses représente de manière plus correcte la répartition des masses de la structure, donc plus réaliste, et fait intervenir plus de degrés de liberté de cette dernière que le modèle brochette.

Les masses concentrées sont calculées selon le même principe que pour le modèle brochette.

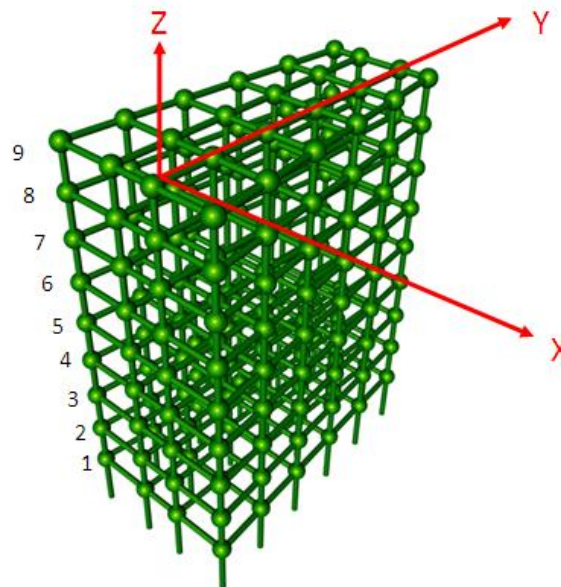


Figure 2.8 : Modèle tridimensionnel (modèle 3D).

2.7. Action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/version2003, qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de la période T du bâtiment.

A : coefficient d'accélération de zone ; dans notre cas : $A = 0.3$.

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Pour un portique en béton Armé avec remplissage dense, $\xi = 7\%$, d'où η est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

Pour les portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas : $R = 3.5$

Q : Facteur de qualité

Q est donné par la relation suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.

Dans notre cas, on considère que les contrôles de la qualité des matériaux et ceux de l'exécution ne sont pas satisfaits, ce qui nous donne : $Q = 1.15$.

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Dans notre cas le site est de type S_2 d'où : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.40s$.

Le spectre de réponse de calcul obtenu est représenté à la figure 2.9 suivante :

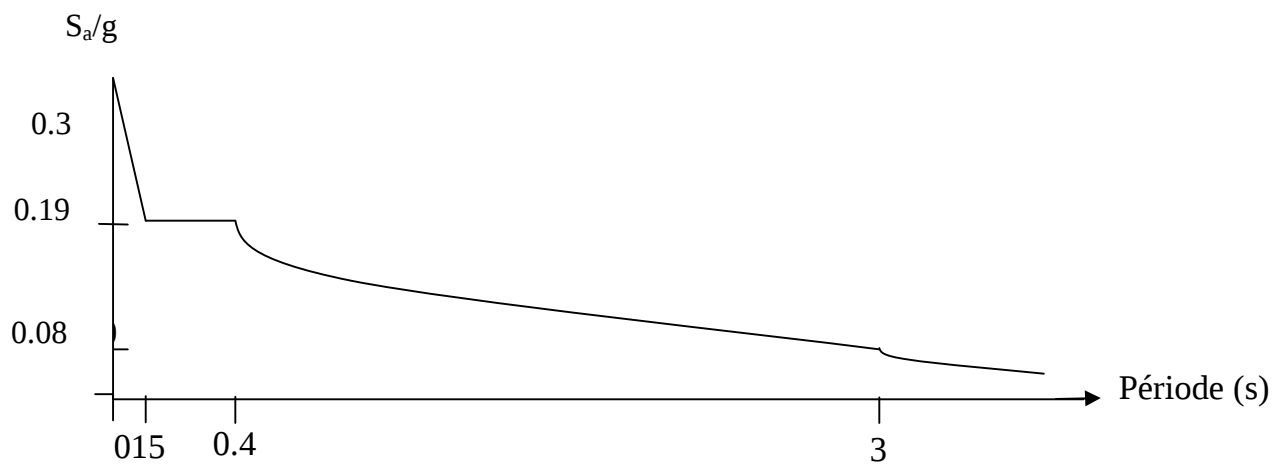


Figure 2.9 : Spectre de réponse de calcul.

Chapitre 3

**Présentation et discussion des
résultats de l'analyse dynamique**

3. PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, sont présentés et analysés les résultats découlant de l'étude dynamique tridimensionnelle (modèle 3D) et ceux obtenus en modélisant la structure par un modèle en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochette). Ces résultats sont présentés en termes de caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres de vibration), de déplacements horizontaux de la structure et de sollicitations sous les charges gravitaires combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres et poteaux) les plus sollicités.

3.2. Caractéristiques vibratoires

En théorie, l'analyse dynamique d'une structure nécessite la détermination d'autant de périodes propres et de déformées modales que cette dernière comporte de degrés de liberté.

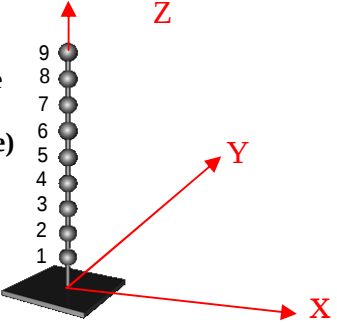
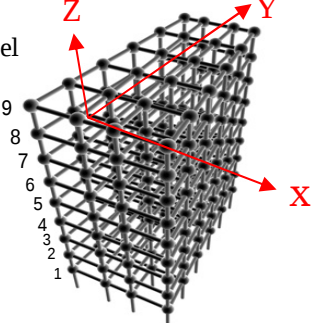
A partir de ces modes propres, on doit être en mesure d'apprécier le comportement dynamique d'une structure et de mettre en évidence une éventuelle erreur de modélisation.

Le choix entre un modèle en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochette) et un modèle tridimensionnel (modèle 3D) se pose donc régulièrement en analyse dynamique, en particulier pour les structures de bâtiment irrégulières en plan. Ce choix doit être, pour l'essentiel, guidé par la prévision du comportement dynamique probable de la structure.

A cette fin, il est nécessaire de connaître les différentes catégories de mode propre que présentent habituellement les structures.

On résume au tableau 3.1, pour la structure considérée dans notre travail, les différents types de mode propre ainsi que les périodes de vibration y correspondant selon les deux modèles utilisés de la structure (modèle brochette et celui 3D).

Tableau 3.1 Caractéristiques vibratoires significatives de la structure

Modèle Paramètres de comparaison	Modèle Mathématique En oscillateur multiple en console verticale (Modèle Brochette)				Modèle Tridimensionnel (Modèle 3D)			
								
Caractéristiques vibratoires	Mode propre de vibration	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$		Mode propre de vibration	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante $\alpha(\%)$	
			Dans la direction X-X $\alpha_{X-X}(\%)$	Dans la direction Y-Y $\alpha_{Y-Y}(\%)$			Dans la direction X-X $\alpha_{X-X}(\%)$	Dans la direction Y-Y $\alpha_{Y-Y}(\%)$
	Mode 1 : translation suivant X-X	2.94	70.00	0.00	Mode 1 : translation suivant X-X	3.05	68.94	0.00
	Mode 2 : translation suivant Y-Y	1.75	0.00	79.64	Mode 2 : mode de torsion au tour de l'axe Z	2.29	7.13	0.00
	Mode 3 : translation suivant X-X	0.95	11.07	0.00	Mode 3 : translation suivant Y-Y	1.81	0.00	79.64
	Mode 4 : translation suivant Y-Y	0.62	0.00	11.52	Mode 4 : translation suivant X-X	0.99	10.93	0.00
	Mode 5 : translation suivant X-X	0.51	4.75	0.00	Mode 5 : translation suivant Y-Y	0.64	0.00	11.51
	Mode 6 : translation suivant X-X	0.31	2.70	0.00	Mode 6 : translation suivant X-X	0.53	4.5	0.00
	Mode 7 : translation suivant X-X	0.21	1.59	0.00				
			$\sum \alpha_{xx} = 90.11\%$	$\sum \alpha_{yy} = 91.16\%$				
							$\sum \alpha_{xx} = 91.5\%$	$\sum \alpha_{yy} = 91.15\%$

L'examen de ces résultats nous permet de faire les observations suivantes :

- En modélisant en oscillateur multiple en console verticale (modèle brochette), la structure présente un seul type de modes propres, à savoir un mode de translation horizontale selon la direction considérée de la structure. En effet, le modèle brochette présente 7 modes significatifs pour lesquels la somme des pourcentages de masse modale participante (α) est $\geq 90\%$ ($\sum \alpha_{X-X} \geq 90\%$ et $\sum \alpha_{Y-Y} \geq 90\%$) selon le RPA 99/ version 2003. Ces sept modes significatifs sont tous des modes de translation, cinq dans la direction X-X, à savoir les modes 1, 3, 5, 6 et 7, et les deux autres dans la direction Y-Y, à savoir les modes 2 et 4 (voir tableau 3.1).
- Par contre, en l'analysant comme un modèle tridimensionnel, la structure présente 2 types de modes propres, à savoir un mode de translation horizontale simultanément dans ses deux directions orthogonales et un mode de torsion (rotation des planchers autour d'un axe vertical par effet inertiel des masses excentrées par rapport au centre de gravité des rigidités de la structure à chacun de ses niveaux. En effet, le modèle 3D présente 6 modes significatifs dont un mode de torsion, pour lesquels la somme des pourcentages de masse modale participante (α) est $\geq 90\%$ selon le RPA 99/ version 2003. Les cinq modes de translation se composent de trois modes dans la direction X-X à savoir les modes 1, 4 et 6 et les deux autres dans la direction Y-Y à savoir les modes 3 et 5. Le mode de torsion est le mode 2 dans le tableau 3.1.
- Dans une direction donnée (direction X-X ou Y-Y) de la structure, la période du mode fondamental (1^{er} mode) correspond au mode de translation horizontale évaluée sur la base d'un modèle brochette, est inférieure à la période propre correspondant au même type de mode calculé en considérant un modèle tridimensionnel (voir tableau 3.1). Ceci veut dire que le modèle brochette est plus rigide que le modèle 3D.
- Contrairement à l'analyse dynamique avec le modèle brochette, l'analyse dynamique tridimensionnelle (modèle 3D) permet de faire apparaître des modes de torsion en particulier pour des structures irrégulières en plan. Dans le cas de la structure considérée ci, l'analyse tridimensionnelle fait ressortir un mode de torsion significatif, avec un coefficient de participation des masses oscillantes (α) de l'ordre de 7% dans la direction X-X de la structure ($\alpha_{X-X} = 7.13\%$, voir tableau 3.1) ce qui n'est pas négligeable.

- Un mode de torsion met en jeu des rotations générales des différents niveaux (planchers) de la structure autour d'un axe vertical. Ces rotations des planchers engendrent des sollicitations supplémentaires considérables dans les éléments de la structure. Seule une analyse dynamique sur la base d'un modèle tridimensionnel permet d'apprécier les effets de la torsion de la structure induits dans les éléments structuraux.

3. 3. Déplacements

On résume au tableau 3.2, pour la structure considérée dans notre travail, les déplacements horizontaux en tête et inter-étages de la structure suivant ses deux directions X-X et Y-Y selon les deux modèles considérés de la structure (modèle brochette et celui 3D).

L'examen de ces résultats nous permet de faire les observations suivantes :

a. Déplacement horizontaux en tête de la structure

- Dans la direction X-X

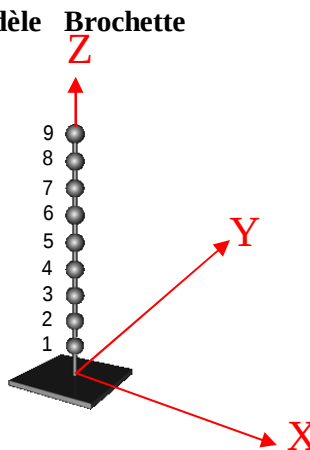
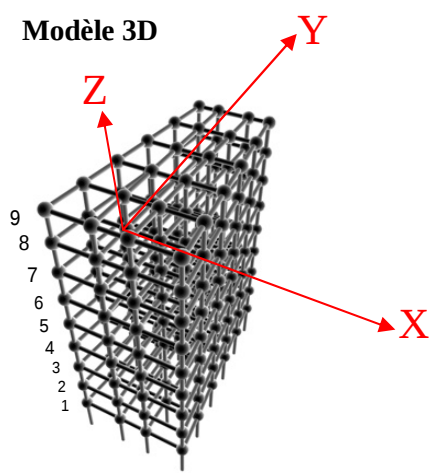
Le tableau 3.2 montre que le déplacement en tête de la structure est de 17.67 cm pour le modèle brochette et de 18.16 cm pour le modèle 3D, soit une différence négligeable de déplacement de 2.8 %.

- Dans la direction Y-Y

Le tableau 3.2 montre que le déplacement en tête de la structure est de 0.84 cm pour le modèle brochette et de 0.91 cm pour le modèle 3D, soit une différence de déplacement de 8.3%.

On peut conclure que le modèle 3D est plus flexible que le modèle brochette.

Tableau 3.2 Déplacements horizontaux en tête et inter-étages de la structure.

Paramètres de comparaison			Modèle mathématique	Modèle Brochette	Modèle 3D
					
Déplacements horizontaux	En tête de la structure	Dans la direction X-X		$\delta_9 = 17.67 \text{ cm}$	$\delta_9 = 18.16 \text{ cm}$
		Dans la direction Y-Y		$\delta_9 = 0.84 \text{ cm}$	$\delta_9 = 0.91 \text{ cm}$
	Inter-étages	Dans la direction X-X	$\Delta_{9-8} = \delta_9 - \delta_8 = 0.25 \text{ cm}$	$\Delta_{9-8} = \delta_9 - \delta_8 = 0.28 \text{ cm}$	
			$\Delta_{8-7} = \delta_8 - \delta_7 = 0.4 \text{ cm}$	$\Delta_{8-7} = \delta_8 - \delta_7 = 0.41 \text{ cm}$	
			$\Delta_{7-6} = \delta_7 - \delta_6 = 0.56 \text{ cm}$	$\Delta_{7-6} = \delta_7 - \delta_6 = 0.57 \text{ cm}$	
			$\Delta_{6-5} = \delta_6 - \delta_5 = 0.6 \text{ cm}$	$\Delta_{6-5} = \delta_6 - \delta_5 = 0.63 \text{ cm}$	
		$\Delta_{5-4} = \delta_5 - \delta_4 = 0.67 \text{ cm}$	$\Delta_{5-4} = \delta_5 - \delta_4 = 0.71 \text{ cm}$		
		$\Delta_{4-3} = \delta_4 - \delta_3 = 0.71 \text{ cm}$	$\Delta_{4-3} = \delta_4 - \delta_3 = 0.73 \text{ cm}$		
		$\Delta_{3-2} = \delta_3 - \delta_2 = 0.7 \text{ cm}$	$\Delta_{3-2} = \delta_3 - \delta_2 = 0.73 \text{ cm}$		
		$\Delta_{2-1} = \delta_2 - \delta_1 = 0.63 \text{ cm}$	$\Delta_{2-1} = \delta_2 - \delta_1 = 0.64 \text{ cm}$		
		$\Delta_{1-0} = \delta_1 - \delta_0 = 0 \text{ cm}$	$\Delta_{1-0} = \delta_1 - \delta_0 = 0 \text{ cm}$		
		Dans la direction Y-Y	$\Delta_{9-8} = \delta_9 - \delta_8 = 0.05 \text{ cm}$	$\Delta_{9-8} = \delta_9 - \delta_8 = 0.02 \text{ cm}$	
			$\Delta_{8-7} = \delta_8 - \delta_7 = 0.02 \text{ cm}$	$\Delta_{8-7} = \delta_8 - \delta_7 = 0.02 \text{ cm}$	
			$\Delta_{7-6} = \delta_7 - \delta_6 = 0.03 \text{ cm}$	$\Delta_{7-6} = \delta_7 - \delta_6 = 0.03 \text{ cm}$	
$\Delta_{6-5} = \delta_6 - \delta_5 = 0.02 \text{ cm}$	$\Delta_{6-5} = \delta_6 - \delta_5 = 0.02 \text{ cm}$				
		$\Delta_{5-4} = \delta_5 - \delta_4 = 0.03 \text{ cm}$	$\Delta_{5-4} = \delta_5 - \delta_4 = 0.03 \text{ cm}$		
		$\Delta_{4-3} = \delta_4 - \delta_3 = 0.03 \text{ cm}$	$\Delta_{4-3} = \delta_4 - \delta_3 = 0.04 \text{ cm}$		
		$\Delta_{3-2} = \delta_3 - \delta_2 = 0.03 \text{ cm}$	$\Delta_{3-2} = \delta_3 - \delta_2 = 0.03 \text{ cm}$		
		$\Delta_{2-1} = \delta_2 - \delta_1 = 0.03 \text{ cm}$	$\Delta_{2-1} = \delta_2 - \delta_1 = 0.02 \text{ cm}$		
		$\Delta_{1-0} = \delta_1 - \delta_0 = 0 \text{ cm}$	$\Delta_{1-0} = \delta_1 - \delta_0 = 0 \text{ cm}$		

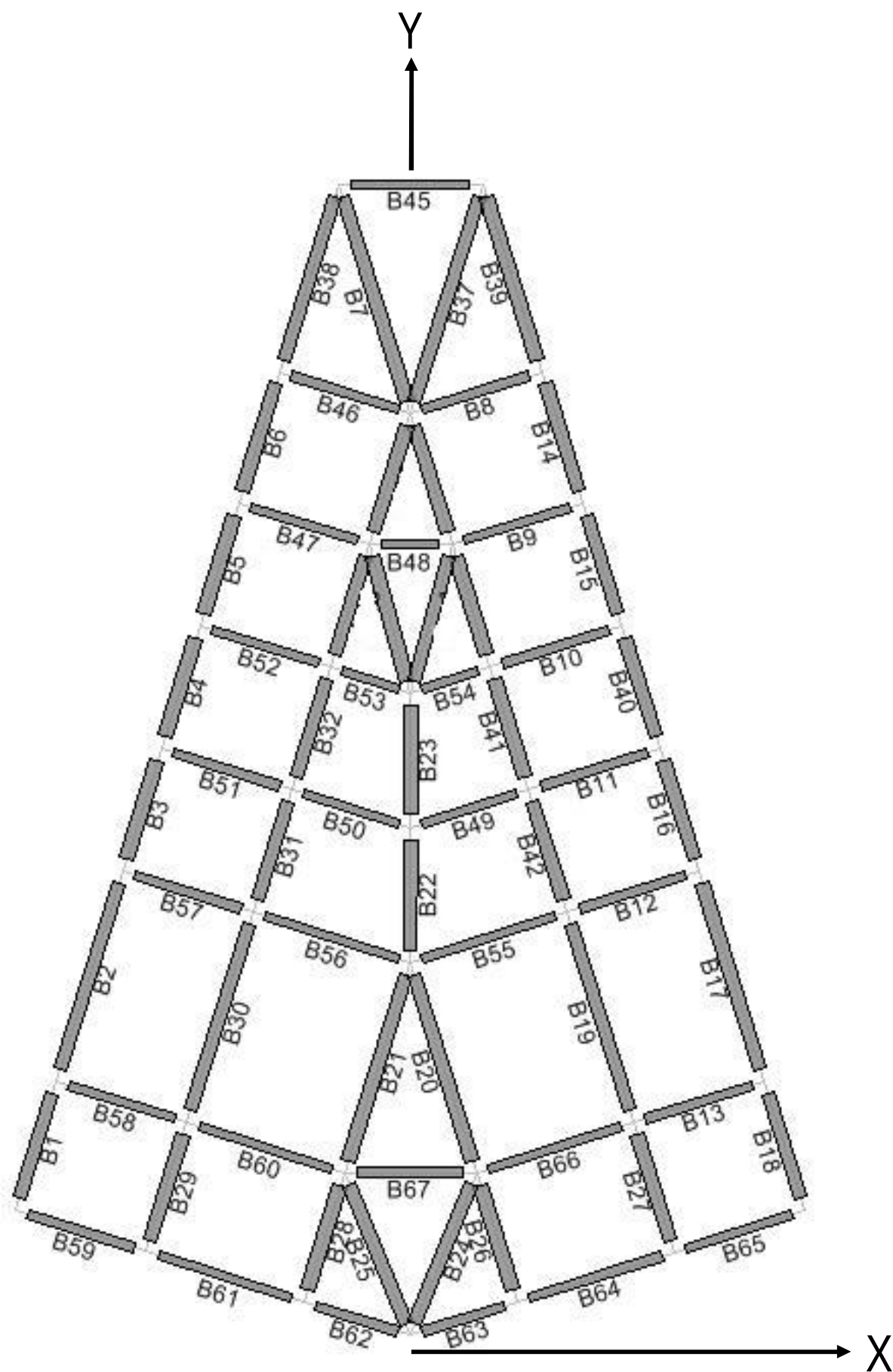


Figure 3.1 : Numérotation utilisée pour les poutres.

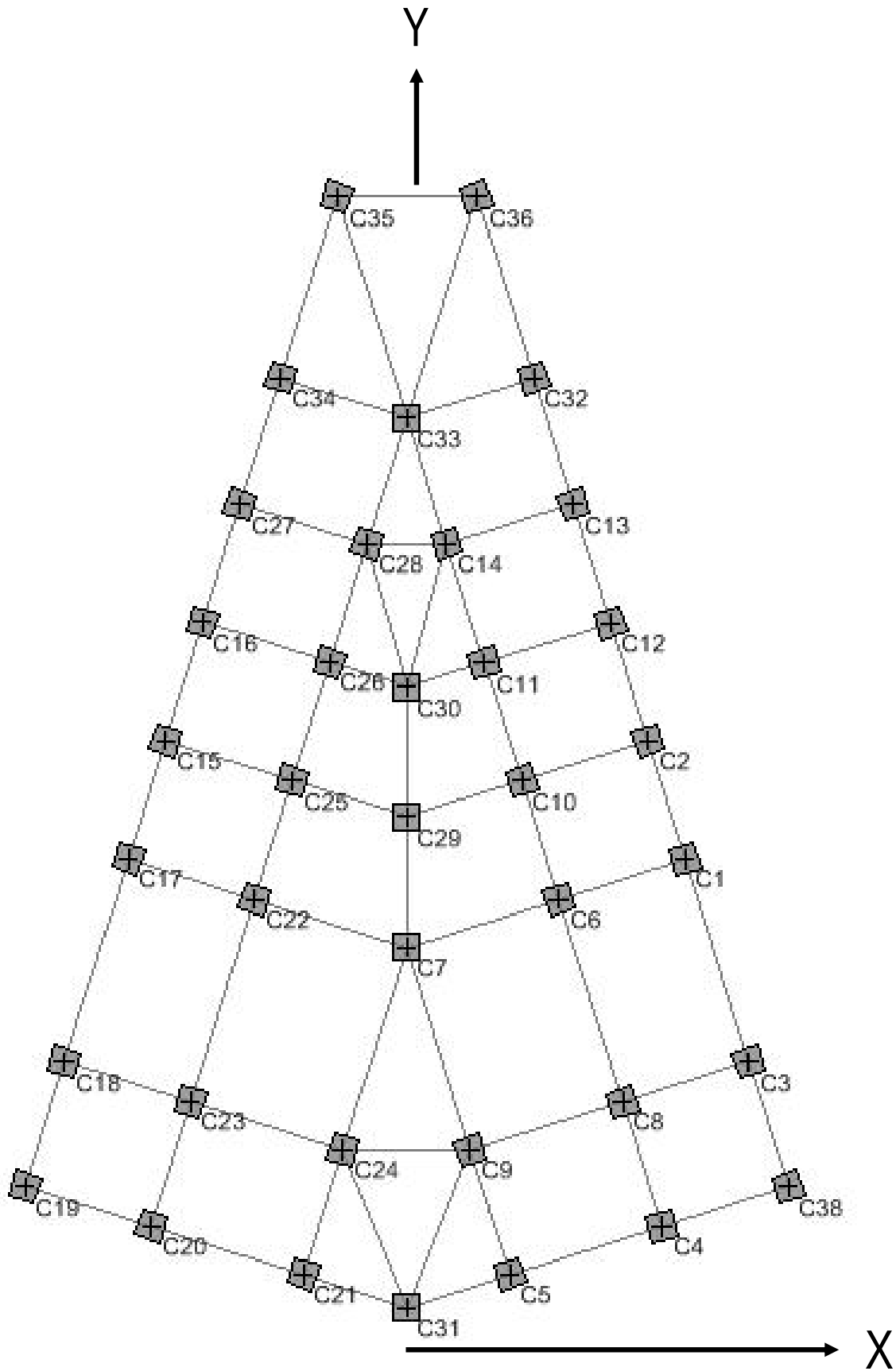


Figure 3.2 : Numérotation utilisée pour les poteaux.

3. 4.2. Combinaisons d'actions réglementaires utilisées

3. 4.2.1. Introduction

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et les vérifications imposées par le BAEL 91 et le RPA 99 /2003 sont combinées de façon à prévoir les cas de chargement les plus défavorables auxquels la structure pourrait être exposée.

3. 4.2.2. Combinaisons d'actions

a) Combinaisons du BAEL 91

Pour tous les éléments d'une structure, les règles du BAEL 91 recommandent, à l'état limite ultime, la combinaison d'actions suivante : $1.35G + 1.5 Q$

$$\text{Avec : } \begin{cases} G : \text{Charges permanentes} \\ Q : \text{Charges d'exploitation} \end{cases}$$

b) Combinaisons du RPA 99/2003

Tout en tenant compte des actions sismiques, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul selon le RPA 99/2003 sont les suivantes :

b.1) Pour les poutres

- $G + Q \pm E$; E : Action sismique
- $0.8G \pm E$

b.2) Pour les poteaux

- $G + Q \pm 1.2 E$
- $0.8G \pm E$

3.4.3. Sollicitations dans les poutres et poteaux les plus sollicités

Les tableaux 3.3 à 3.5 donnent les sollicitations des poutres les plus sollicitées de la structure selon les deux modèles de cette dernière, le modèle brochette et le modèle 3D.

Et les tableaux 3.6 à 3.8 présentent les sollicitations des poteaux les plus sollicités, également selon les deux modèles.

Tableau 3.3 : Moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres les plus sollicitées sous la combinaison d'actions 1.35G +1.5Q.

		MODELE BROCHETTE				MODELE 3D					
Poutres Les plus sollicitées		Sollicitations maximales sous 1.35G +1.5 Q				Poutres Les plus sollicitées		Sollicitations maximales sous 1.35G +1.5 Q			
		Moment fléchissant M(KN.m)			Effort tranchant T(KN)			Moment fléchissant (KN.m)			Effort tranchant T(KN)
		M _{west}	M _{travée}	M _{est}				M _{west}	M _{travée}	M _{est}	
DIRECTION X-X	<u>Au Niveau 1:</u> Poutre B60	-47.7	<u>48.3</u>	<u>-57.1</u>	<u>160</u>	<u>Au Niveau 1:</u> Poutre B60	-47.7	<u>48.3</u>	<u>-57.1</u>	<u>160</u>	
	<u>Au Niveau 4:</u> Poutre B8	-45.6	<u>48.0</u>	<u>-56.9</u>	<u>156.9</u>	<u>Au Niveau 4:</u> Poutre B8	-45.6	<u>48.0</u>	<u>-56.9</u>	<u>156.9</u>	
DIRECTION Y-Y	<u>Au Niveau 1:</u> Poutre B30	-133.1	<u>137.9</u>	<u>-143.2</u>	<u>243.13</u>	<u>Au Niveau 1:</u> Poutre B30	-133.1	<u>137.9</u>	<u>-143.2</u>	<u>243.13</u>	
	<u>Au Niveau 4</u> Poutre B30	-132.3	<u>136.8</u>	<u>-133.6</u>	<u>242.26</u>	<u>Au Niveau 4</u> Poutre B30	-132.3	<u>136.8</u>	<u>-133.6</u>	<u>242.26</u>	

Tableau 3.4 : Moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres les plus sollicitées sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$.

		MODELE BROCHETTE			MODELE 3D				
		Poutres Les plus sollicitées	Sollicitations maximales sous G + Q ± E		Poutres Les plus sollicitées	Sollicitations maximales sous G + Q ± E			
			Moment fléchissant M(KN.m)			Effort tranchant T(KN)	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant T(KN)
			M _{west}	M _{est}			M _{west}	M _{est}	
DIRECTION X-X	Au Niveau 1 :				Au Niveau 1 :				
	Poutre B62	69.01	-59.51	75.64	Poutre B62	75.22	-75.77	82.44	
	Poutre B53	53.09	-53.24	86.86	Poutre B53	57.87	-57.00	94.68	
	Au Niveau 4:				Au Niveau 4:				
	Poutre B62	87.05	-87.55	92.60	Poutre B62	94.89	-95.43	100.93	
	Poutre B53	66.58	-66.64	104.68	Poutre B53	71.20	-72.64	114.10	
DIRECTION Y-Y	Au Niveau 1 :				Au Niveau 1 :				
	Poutre B26	142.36	-149.36	111.31	Poutre B26	155.17	-162.80	121.33	
	Poutre B31	136.16	-138.87	135.65	Poutre B31	143.72	-151.37	147.86	
	Au Niveau 4:				Au Niveau 4:				
	Poutre B24	146.44	-151.51	95.07	Poutre B24	161.08	-165.14	103.63	
	Poutre B32	133.17	-134.55	130.26	Poutre B32	145.15	-151.13	141.99	

Tableau 3.5 : Moment fléchissant et effort tranchant dans les poutres les plus sollicitées sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$.

		MODELE BROCHETTE			MODELE 3D				
		Poutres Les plus sollicitées	Sollicitations maximales sous 0.8G ± E		Poutres Les plus sollicitées	Sollicitations maximales sous 0.8G ± E			
			Moment fléchissant M(KN.m)			Effort tranchant	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant
			M _{west}	M _{est}		T(KN)	M _{west}	M _{est}	T(KN)
DIRECTION X-X	Au Niveau 1 :				Au Niveau 1 :				
	Poutre B62	<u>69.90</u>	<u>-69.43</u>	75.19	Poutre B62	<u>75.31</u>	<u>-75.68</u>	81.96	
	Poutre B53	53.11	-53.22	<u>86.38</u>	Poutre B53	57.89	-56.94	<u>94.16</u>	
	Au Niveau 4 :				Au Niveau4 :				
	Poutre B62	<u>87.13</u>	<u>-87.47</u>	92.15	Poutre B62	<u>94.97</u>	<u>-95.35</u>	100.44	
	Poutre B53	66.58	-66.64	<u>104.13</u>	Poutre B53	72.57	-72.64	<u>113.51</u>	
DIRECTION Y-Y	Au Niveau 1 :				Au Niveau 1 :				
	Poutre B26	<u>143.60</u>	<u>-148.12</u>	114.57	Poutre B26	<u>156.53</u>	<u>-161.45</u>	124.88	
	Poutre B31	137.05	-137.62	<u>131.67</u>	Poutre B31	145.08	-150.00	<u>143.52</u>	
	Au Niveau 4 :				Au Niveau 4 :				
	Poutre B24	<u>146.13</u>	<u>-149.92</u>	93.08	Poutre B24	<u>169.28</u>	<u>-163.4</u>	92.88	
	Poutre B32	131.11	-134.31	<u>126.24</u>	Poutre B32	142.91	-149.34	<u>137.61</u>	

Tableau 3.6 : Moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$.

		MODELE BROCHETTE			MODELE 3D				
		Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous G + Q ± 1.2E		Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous G + Q ± 1.2E			
			Moment fléchissant à la base M(KN.m)	Effort normal à la base N(KN) - : compression + : traction		Effort tranchant à la base T(KN)	Moment fléchissant à la base M(KN.m)	Effort normal à la base N(KN) - : compression + : traction	Effort tranchant à la base T(KN)
DIRECTION X-X	<u>Au RDC :</u>				<u>Au RDC :</u>				
	Poteau C31	<u>588.68</u>	717.42	<u>119.86</u>	Poteau C31	<u>706.41</u>	860.90	<u>127.84</u>	
	Poteau C5	127.81	<u>888.023</u>	117.48	Poteau C5	153.38	<u>1065.62</u>	114.58	
	Poteau C21	549.22	<u>-1298.28</u>	117.77	Poteau C21	658.66	<u>-1557.94</u>	114.58	
	<u>A l'Etage 3:</u>				<u>A l'Etage 3:</u>				
	Poteau C31	<u>217.67</u>	315.50	<u>117.45</u>	Poteau C31	<u>261.20</u>	378.61	<u>126.94</u>	
	Poteau C5	126.24	<u>444.72</u>	98.10	Poteau C5	150.69	<u>533.67</u>	118.41	
	Poteau C21	146.61	<u>-708.74</u>	98.13	Poteau C21	170.80	<u>-850.49</u>	118.37	
DIRECTION Y-Y	<u>Au RDC :</u>				<u>Au RDC :</u>				
	Poteau C33	<u>447.43</u>	421.15	<u>126.80</u>	Poteau C33	<u>540.51</u>	411.28	<u>139.11</u>	
	Poteau C21	39.60	<u>888.023</u>	115.57	Poteau C21	47.52	<u>1065.62</u>	138.68	
	Poteau C5	392.71	<u>-1298.28</u>	117.742	Poteau C5	471.26	<u>-1557.94</u>	131.29	
	<u>A l'Etage 3 :</u>				<u>A l'Etage 3 :</u>				
	Poteau C33	<u>250.06</u>	118.88	<u>110.96</u>	Poteau C33	<u>300.07</u>	142.66	<u>121.12</u>	
	Poteau C21	97.58	<u>444.72</u>	73.68	Poteau C21	117.10	<u>533.67</u>	88.41	
	Poteau C5	116.20	<u>-708.74</u>	79.48	Poteau C5	139.44	<u>-850.49</u>	118.37	

Tableau 3.7 : Moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$.

		MODELE BROCHETTE			MODELE 3D		
		Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous $0.8G \pm E$		Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous $0.8G \pm E$	
		Moment fléchissant à la base M(KN.m)	Effort normal à la base N(KN) - : compression + : traction	Effort tranchant à la base T(KN)			
					Moment fléchissant à la base M(KN.m)	Effort normal à la base N(KN) - : compression + : traction	Effort tranchant à la base T(KN)
DIRECTION X-X	<u>Au RDC :</u>				<u>Au RDC :</u>		
	Poteau C31	<u>490.56</u>	622.76	<u>116.53</u>	Poteau C31	<u>588.67</u>	<u>119.83</u>
	Poteau C21	106.02	<u>767.37</u>	100.62	Poteau C21	127.23	110.74
	Poteau C5	457.65	<u>-1054.19</u>	100.62	Poteau C5	549.18	110.74
	<u>A l'Etage 3:</u>				<u>A l'Etage 3 :</u>		
	Poteau C31	<u>181.39</u>	279.51	<u>112.87</u>	Poteau C31	<u>217.67</u>	<u>117.45</u>
	Poteau C21	104.69	<u>388.90</u>	82.19	Poteau C21	125.63	98.63
	Poteau C5	122.72	<u>-572.13</u>	82.16	Poteau C5	147.27	98.59
	<u>Au RDC :</u>				<u>Au RDC :</u>		
	Poteau C33	<u>375.40</u>	338.08	<u>119.90</u>	Poteau C33	<u>450.48</u>	<u>137.88</u>
DIRECTION Y-Y	Poteau C21	32.55	<u>767.37</u>	96.50	Poteau C21	39.11	115.80
	Poteau C5	326.97	<u>-1054.19</u>	97.91	Poteau C5	392.37	117.49
	<u>A l'Etage 3:</u>				<u>A l'Etage 3:</u>		
	Poteau C33	<u>208.60</u>	131.83	<u>98.81</u>	Poteau C33	<u>250.32</u>	<u>110.17</u>
	Poteau C21	80.68	<u>388.90</u>	61.94	Poteau C21	96.82	74.33
	Poteau C5	96.06	<u>-572.13</u>	65.67	Poteau C5	115.27	78.81

Tableau 3.8 : Moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'actions 1.35G +1.5Q .

		MODELE BROCHETTE			MODELE 3D				
		Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous 1.35G +1.5Q		Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous 1.35G +1.5Q			
			Moment fléchissant à la base	Effort normal à la base		Effort tranchant à la base	Moment fléchissant à la base	Effort normal à la base	Effort tranchant à la base
			M(KN.m)	N(KN) - : compression + : traction		T(KN)	M(KN.m)	N(KN) - : compression + : traction	T(KN)
DIRECTION X-X	<u>Au RDC :</u>				<u>Au RDC :</u>				
	Poteau C35	<u>3.90</u>	-265.74	<u>2.61</u>	Poteau C35	<u>3.90</u>	-265.74	<u>2.61</u>	
	Poteau C7	1.23	<u>-642.17</u>	0.86	Poteau C7	1.23	<u>-642.17</u>	0.86	
	<u>A l'Etage 3:</u>				<u>A l'Etage 3:</u>				
	Poteau C35	<u>2.43</u>	-176.43	<u>1.14</u>	Poteau C35	<u>2.43</u>	-176.43	<u>1.14</u>	
	Poteau C7	0.97	<u>-410.67</u>	0.59	Poteau C7	0.97	<u>-410.67</u>	0.59	
DIRECTION Y-Y	<u>Au RDC :</u>				<u>Au RDC :</u>				
	Poteau C23	<u>10.14</u>	-544.32	<u>6.79</u>	Poteau C23	<u>10.14</u>	-544.32	<u>6.79</u>	
	Poteau C7	3.68	<u>-642.17</u>	1.93	Poteau C7	3.68	<u>-642.17</u>	1.93	
	<u>A l'Etage 3 :</u>				<u>A l'Etage 3 :</u>				
	Poteau C23	<u>3.46</u>	-313.14	<u>2.58</u>	Poteau C23	<u>3.46</u>	-313.14	<u>2.58</u>	
	Poteau C7	2.54	<u>-410.67</u>	1.43	Poteau C7	2.54	<u>-410.67</u>	1.43	

Chapitre 4

**Dimensionnement comparatif des
éléments structuraux les plus
sollicités**

4. DIMENSIONNEMENT COMPARATIF DES ELEMENTS STRUCTURAUX LES PLUS SOLLICITES

4.1. Introduction

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des poutres et poteaux les plus sollicités de la structure selon les deux modèles de cette dernière, le modèle brochette et celui 3D. Les poutres et poteaux les plus sollicités, selon les deux modèles de la structure, sont présentés aux tableaux 3.3 à 3.8 du chapitre 3 précédent.

Le dimensionnement de ces éléments structuraux consiste ici en le calcul de leurs sections d'armatures longitudinales et transversales sur la base des sollicitations données dans les tableaux 3.3 à 3.8, qui sont obtenues en considérant les combinaisons d'actions réglementaires spécifiées par le code BAEL 91 et le règlement RPA 99 /2003, combinaisons rappelées au § 3.4.2.2 du chapitre 3 de ce mémoire.

Les sections de béton des poutres et des poteaux de la structure sont définies au chapitre 2 de ce mémoire.

4.2. Ferrailage des poutres et poteaux les plus sollicités

4.2.1. Ferrailage des poutres les plus sollicitées

4.2.1.1 Pour le modèle Brochette

4.2.1.1.1. Dans la Direction X-X

a. Poutres du niveau 1 du bâtiment

a .1. Armatures longitudinales

a.1.1. Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée($M_{travée}$) est la B60 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$; $M_{travée} = 48.3 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

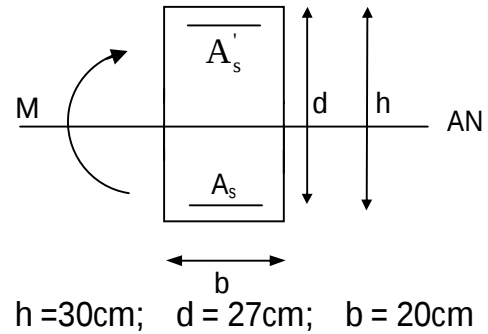
➤ Procédure de calcul :

- Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,234$$



- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

$\mu = 0,234 < \mu_l = 0,392 \implies$ section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,331$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,234$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{48,3 \times 10}{0,234 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 5,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3\text{T16, ce qui équivaut à une section de } 6,03 \text{ cm}^2.$$

a.1.2 Armatures en appui

a.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui

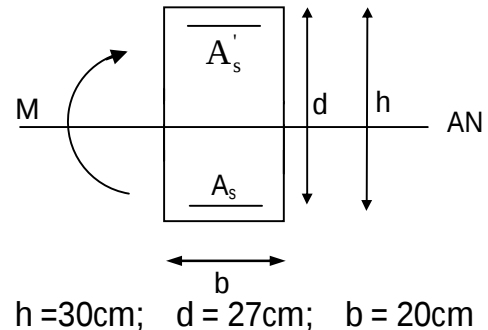
La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0,8 G \pm E$; $M_{\text{appui}}^- = M_{\text{est}} = -69,43 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

- Section d'armatures supérieures en appui:

➤ Procédure de calcul :

- Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} \quad \left. \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right\} \mu = 0,257$$



- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,379$$

$\mu = 0,257 < \mu_l = 0,379 \implies$ section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,378 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,229 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ A_{\text{calculée}} = 7,58 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{69,43 \times 10}{0,229 \times 400} = 7,58 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 5\text{T14}$, ce qui équivaut à une section de $7,7 \text{ cm}^2$.

a.1.2.2. Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui

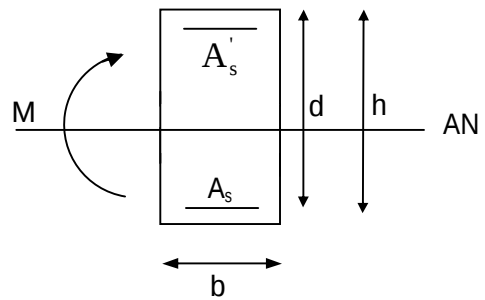
La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0,8G \pm E$; $M_{\text{appui}}^+ = M_{\text{west}} = 69,90 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

• Section d'armatures inférieures en appui

➤ Procédure de calcul :

• Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \left. \begin{array}{l} \\ f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right\} \mu = 0,225$$



• Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

$$h = 30 \text{ cm}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_1 = 0,379$$

$\mu = 0,225 < \mu_1 = 0,379 \Rightarrow$ section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,324 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,235 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right\} A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{69,90 \times 10}{0,235 \times 400} = 7,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 7,43 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 5\text{T}14, \text{ ce qui équivaut à une section de } 7,7 \text{ cm}^2.$$

a.2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B60 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions 1.35G + 1.5 Q ; T = 160 KN (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement du béton

b_0 : largeur de la section de la poutre

d : hauteur utile de la section de la poutre ($d=0.9 \cdot h$) ; h : hauteur de la section

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{160 \times 10^3}{200 \times 270} = 2.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{car on est dans le cas de fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u \leq \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 2.9 < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \dots\dots\dots(1) \quad \text{avec} \quad - \rho_t : \text{pourcentage d'armatures transversales ;}$$

- A_t : section d'armatures transversales ;

- S_t : espacement entre deux lits d'armatures.

$$\rho_t \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.9 f_{ej} / \gamma_s} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \rightarrow A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{tj})(b_0 \cdot S_t)}{0.9 f_{ej} / \gamma_s} = \frac{[2.96 - (0.3 \times 0.021)](20 \times 10)}{0.9 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.88 \text{ cm}^2.$$

- **Section minimum exigée par le RPA 99 /version 2003, $A_{t(minRPA)}$**

D'après les recommandations du RPA99/version 2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0.003.S.b$ avec - S: espacement entre les armatures transversales :

. b : largeur de la section de la poutre.

Le RPA99/version 2003 limite à 10cm l'espacement maximum entre deux cadres dans la zone nodale, en zones sismiques II_b et III.

On considère alors $S = 10\text{cm}$

$$A_{t(min\ RPA)} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6\ \text{cm}^2.$$

$A_{t(adoptée)} = 2$ cadres de T8, ce qui équivaut à une section d'acier de $2.01\ \text{cm}^2$.

b. Au niveau 4 du bâtiment

b.1. Armatures longitudinales

b.1.1. Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{travée}$) est la B8 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$; $M_{travée} = 48.0\ \text{KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que pour le niveau 1.

$$A_{calculée} = 5.89\ \text{cm}^2.$$

$A_{adoptée} = 3\text{T16}$, ce qui équivaut à une section de $6.03\ \text{cm}^2$.

b.1.2. Armatures en appui

b.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{appui}^- = M_{est} = -87.55\ \text{KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui:

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le niveau 1.

$$A_{\text{calculée}} = 9.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 5\text{T16, ce qui équivaut à une section de } 10.05 \text{ cm}^2.$$

b.1.2.2.Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$; $M_{\text{appui}}^+ = M_{\text{west}} = 87.13 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

- Section d'armatures inférieures en appui:

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le niveau 1.

$$A_{\text{calculée}} = 9.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 5\text{T16, ce qui équivaut à une section de } 10.05 \text{ cm}^2.$$

b .2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B8 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $T = 156.9 \text{ KN}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le niveau 1.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8, ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

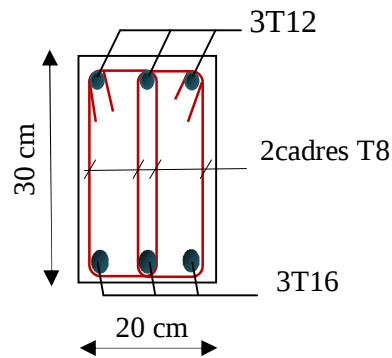
4.2.1.1.2. Ferrailage définitif des poutres les plus sollicitées dans la direction X-X pour le Modèle Brochette

a. Au niveau 1 du bâtiment

a.1. Section totale des armatures longitudinales en travée

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 3T16 + 3T12 \\ &= 9.41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

▪ $A_{(\text{min RPA})}$:

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 9.41 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

$A_{(\text{max RPA})}$:

– En zone courante de la poutre :

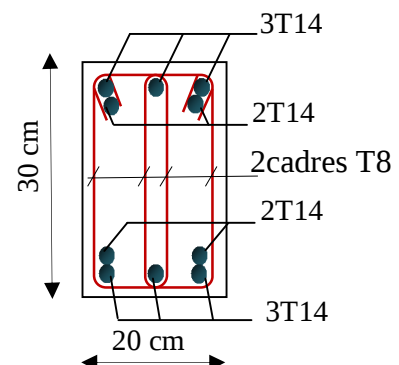
$$\begin{aligned} A_{(\text{max RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 9.41 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

a.2. Section totale des armatures longitudinales en appui :

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 10 \text{ T14} = 15.4 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 15.4 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **$A_{(\max \text{ RPA})}$:**

- **En zone courante de la poutre :**

$$\begin{aligned} A_{(\max \text{ RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 15.4 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

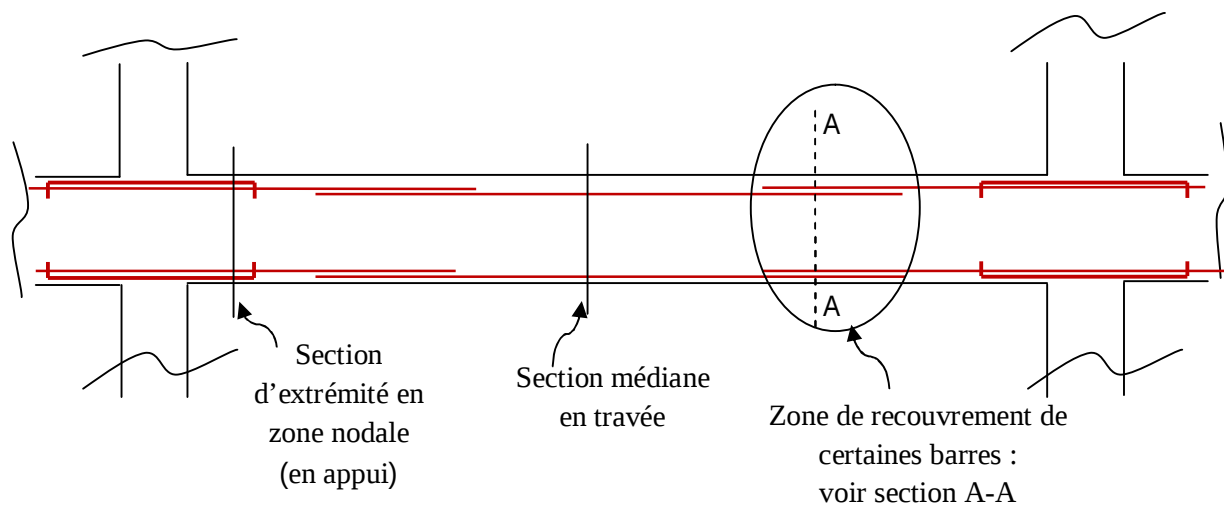
- **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

Pour un bon bétonnage, c.à.d. homogène, au droit des nœuds poutre-poteau, on évite des recouvrements des barres d'acier à cet endroit.

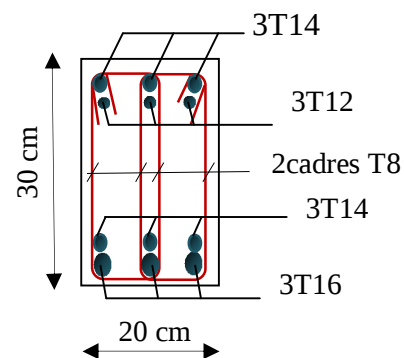
Dans notre cas, les diamètres des barres d'acier de la section médiane de la poutre (en travée) sont différents de ceux obtenus pour la section en appui de celle-ci. Le recouvrement de certaines barres, que nous définissons ci-après, est alors inévitable.

Dans notre cas, la zone de recouvrement est prévue en dehors de la zone nodale, zone de concentration des barres dans les 2 directions (X-X) et (Y-Y).

- **Illustration schématique de la zone de recouvrement proposée :**



Section A-A



- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :**

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre seront recouvertes avec les 3T14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

Les 3T16 provenant de la section médiane de la poutre seront recouvertes avec les 3T14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

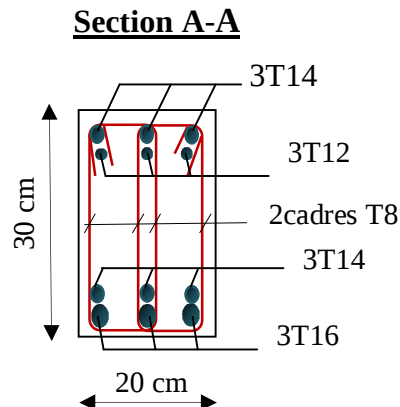
Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (20\text{cm} \times 30\text{ cm}) = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 3T16 + 3T12 + 6T14$$

$$= 18.56 \text{ cm}^2.$$

**Conclusion :**

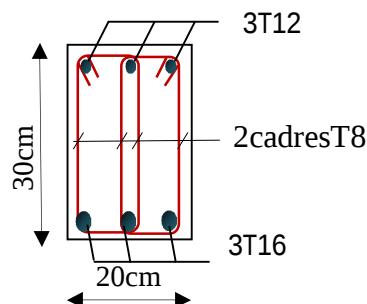
$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 18.56 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Au niveau 4 du bâtiment**b.1. Section totale des armatures longitudinales en travée :**

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 3T16 + 3T12$$

$$= 9.41 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$A_{(\min \text{ RPA})} = 0.5 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.005 \times (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 3 \text{ cm}^2.$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 9.41 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$

- **$A_{(\max \text{ RPA})}$:**

- **En zone courante de la poutre :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$

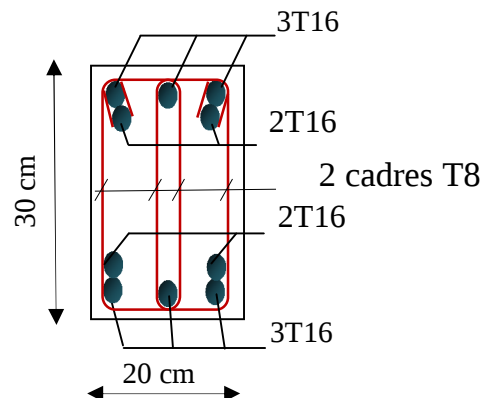
$$= 0.04 (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 9.41 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 10T16 = 20.09 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- $A_{(\text{min RPA})}$:

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 20.09 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- $A_{(\text{max RPA})}$:

- **En zone courante de la poutre :**

$$\begin{aligned} A_{(\text{max RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 20.09 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas de niveau 1 dans la direction X-X, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone de recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :**

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre seront recouvertes avec les 3T16 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

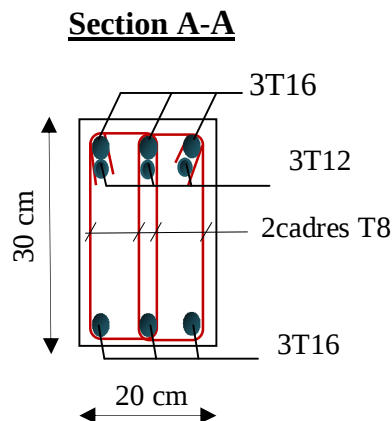
- Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :

En travée, on a 3T16 et en appui on a 5T16 comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui, alors les 3T16 en travée seront filés le long de la poutre.

Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 \times (20\text{cm} \times 30\text{ cm}) = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 6\text{T16} + 3\text{T12} \\ = 15.45 \text{ cm}^2.$$

**Conclusion :**

$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 15.45 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 36 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

4.2.1.1. 3. Ferrailage des Poutres les plus sollicitées dans la Direction Y-Y**a. Au niveau 1 du bâtiment****a .1. Armatures longitudinales****a.1.1. Armatures longitudinales en travée**

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{\text{travée}}$) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $M_{\text{travée}} = 137.9 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

• Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans la direction X-X.

$$A_{\text{calculée}} = 10.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3\text{T16} + 3\text{T14}, \text{ ce qui équivaut à une section de } 10.65 \text{ cm}^2.$$

a.1.2. Armatures en appui

a.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B26 (voir figure 3.1) sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{\text{appui}}^- = M_{\text{est}} = -149.36 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui

La même procédure que dans la direction X-X.

$$A_{\text{calculée}} = 9.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 5\text{T16}, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 10.05 \text{ cm}^2.$$

a.1.2.2. Sous le moment positif en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B26 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$; $M_{\text{appui}}^+ = M_{\text{west}} = 143.60 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans la direction X-X

$$A_{\text{calculée}} = 9.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3\text{T16}+3\text{T12}, \text{ ce qui équivaut à une section de } 9.41 \text{ cm}^2.$$

a.2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $T = 243.13 \text{ KN}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans la direction X-X

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.91 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8}, \text{ ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

b. Au niveau 4 du bâtiment**b .1. Armatures longitudinales****b.1.1 Armatures longitudinales en travée**

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{travée}$) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $M_{travée} = 136.8 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le niveau 1.

$$A_{calculée} = 10.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3T16+3T14, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 10.65 \text{ cm}^2.$$

b.1.2. Armatures en appui**b.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui**

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B24 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{appui}^- = M_{est} = -151.51 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui

➤ Procédure de calcul : la même procédure que pour le niveau 1.

$$A_{calculée} = 9.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 5T16, \text{ ce qui équivaut à une section de } 10.05 \text{ cm}^2.$$

b.1.2.2.Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B24 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{appui}^+ = 146.44 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le niveau 1.

$$A_{calculée} = 9.37 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3T16+3T12, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 9.41 \text{ cm}^2.$$

b .2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $T = 242.26 \text{ KN}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales:

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le niveau 1.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8, ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

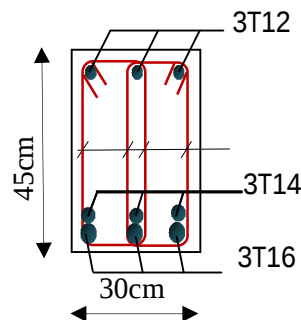
4.2.1.1.4. Ferrailage définitif des poutres les plus sollicitées dans la direction Y-Y pour le Modèle Brochette

a. Au niveau 1 du bâtiment

a.1. Section totale des armatures longitudinales en travée

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 3T16 + 3T14 + 3T12 \\ &= 14.04 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- $A_{(\text{min RPA})}$:

$A_{(\text{min RPA})} = 0.5 \%$ de la section de béton

$$= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 14.04 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- $A_{(\max \text{ RPA})}$:

- **En zone courante de la poutre :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$
$$= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2$$

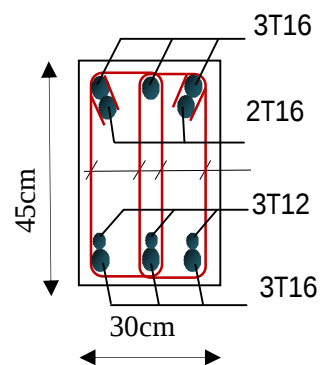
Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 14.04 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

a.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 8T16 + 3T12$$
$$= 19.47 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- $A_{(\min \text{ RPA})}$:

$$A_{(\min \text{ RPA})} = 0.5 \% \text{ de la section de béton}$$
$$= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 19.47 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- $A_{(\max \text{ RPA})}$:

- **En zone courante de la poutre :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$
$$= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 19.47 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- En zone de recouvrement des barres d'acier :

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas de niveau 3 dans la direction

X-X, modèle Brochette, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec les 3T16 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :

En travée, on a 3T16+3T14 et en appui on a 3T16 +3T12 comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui à savoir des T16, alors les 3T16 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barre le long de la poutre. En filant les 3T16 en travée sur toute la longueur de la poutre.

Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 \times (30\text{cm} \times 45 \text{ cm}) = 81\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 6\text{T16} + 3\text{T12} \\ = 15.45\text{cm}^2.$$

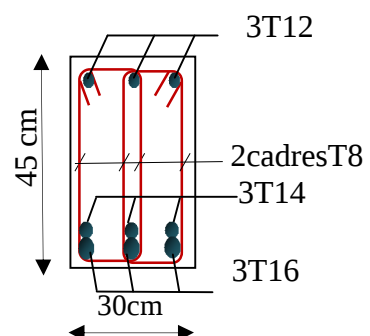
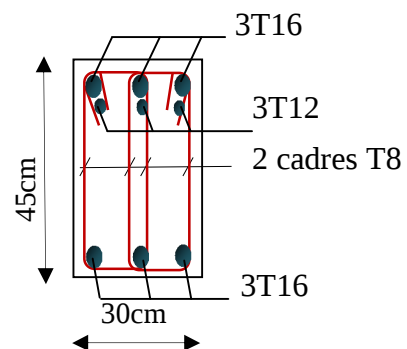
Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 15.45 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 81\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Au niveau 4 du bâtiment**b.1. Section totale des armatures longitudinales en travée**

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 3\text{T16} + 3\text{T14} + 3\text{T12} \\ = 14.04\text{cm}^2$$

Section A-A

- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 14.04 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

$A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante de la poutre :**

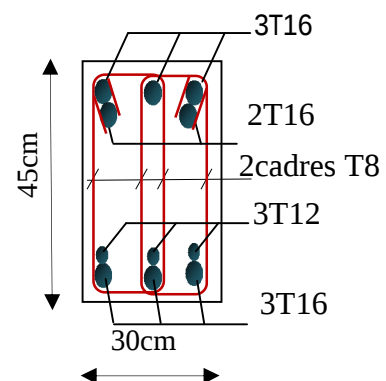
$$\begin{aligned} A_{(\max \text{ RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 14.04 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 8\text{T16} + 3\text{T12} \\ &= 19.47 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 19.47 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante de la poutre :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 19.47 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas du niveau 3 dans la direction X-X, modèle Brochette, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :**

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec les 3T16 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

En travée, on a 3T16+3T14 et en appui on a 3T16 +3T12 comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui à savoir des T16, alors les 3T16 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barre le long de la poutre. En filant les 3T16 en travée sur toute la longueur de la poutre.

Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (30\text{cm} \times 45 \text{ cm}) = 81\text{cm}^2.$$

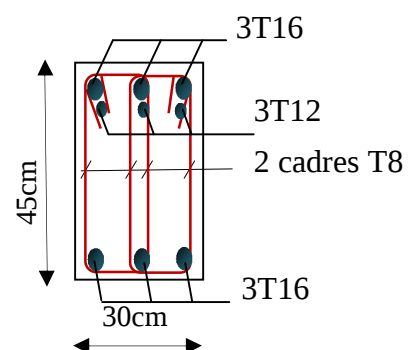
$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 6\text{T16} + 3\text{T12}$$

$$= 15.45 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 15.45 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 81\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Section A-A



4.2.1.2 Pour le modèle 3D

4.2.1.2.1. Poutres les plus sollicitées dans la Direction X-X

a. Au niveau 1 du bâtiment

a .1.Armatures longitudinales

a.1.1. Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{travée}$) est la poutre B60 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$; $M_{travée} = 48.3 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{calculée} = 5.93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3T16, \text{ ce qui équivaut à une section de } 6.03 \text{ cm}^2.$$

a.1.2. Armatures en appui

a.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif (M_{appui}^-) en appui est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{appui}^- = M_{est} = -75.77 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui:

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{calculée} = 8.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3T14+2T16, \text{ ce qui équivaut à une section de } 8.64 \text{ cm}^2.$$

a.1.2.2. Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$; $M_{appui}^+ = M_{west} = 75.31 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 8.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3T14+2T16, \text{ ce qui équivaut à une section de } 8.64 \text{ cm}^2.$$

a .2 Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B60 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $T = 160 \text{ KN}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.88 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8, ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

b. Au niveau 4 du bâtiment

b .1. Armatures longitudinales

b.1.1. Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{\text{travée}}$) est la B8 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$; $M_{\text{travée}} = 48.0 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 5.89 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3T16, \text{ ce qui équivaut à une section de } 6.03 \text{ cm}^2.$$

b.1.2. Armatures en appui

b.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B62 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{\text{appui}}^- = M_{\text{est}} = -95.43 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 10.91 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4T16+2T14, \text{ ce qui équivaut à une section de } 11.12 \text{ cm}^2.$$

b.1.2.2.Sous le moment positif en appui : armatures supérieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B62 sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$; $M_{\text{appui}}^+ = M_{\text{west}} = 94.97 \text{ KN}$ (voir tableau : 3.5)

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 10.83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4T16+2T14, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 11.12 \text{ cm}^2.$$

b .2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B8 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $T = 156.9 \text{ KN}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8, ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2$$

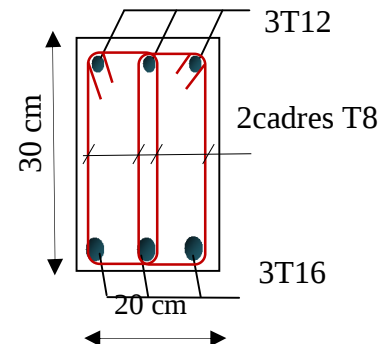
4.2.1.2.2. Ferrailage définitif des poutres les plus sollicitées dans la direction X-X pour le Modèle 3D

a. Au niveau 1 du bâtiment

a.1. Section totale des armatures longitudinales en travée

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 3T16 + 3T12 \\ &= 9.41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\text{min RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 9.41 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

$A_{(\text{max RPA})}$:

- **En zone courante de la poutre :**

$$\begin{aligned} A_{(\text{max RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

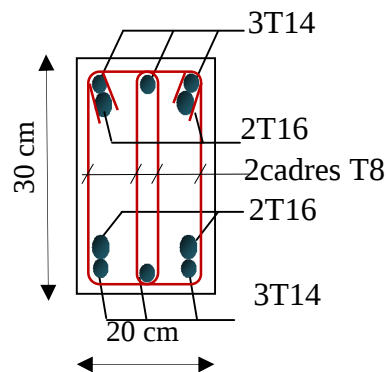
Conclusion :

$A_{\text{longit, zone courante}} = 9.41 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

a.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 4T16 + 6T14 \\ &= 17.28 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\text{min RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit}} = 17.28 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **$A_{(\text{max RPA})}$:**

- **En zone courante de la poutre :**

$$\begin{aligned} A_{(\text{max RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 17.28 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas de niveau 3 dans la direction X-X, modèle Brochette, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec 3T14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :

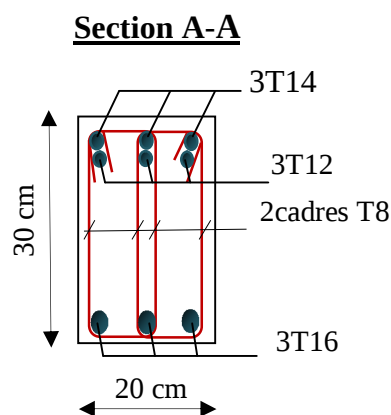
En travée, on a 3T16 et en appui on a 2T16 + 3T14 comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui à savoir des T16, alors les 3T16 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barre le long de la poutre. En filant les 3T16 en travée sur toute la longueur de la poutre.

Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 36 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{aligned} A_{\text{longit, zone de recouvrement}} &= 3\text{T16} + 3\text{T12} + 3\text{T14} \\ &= 14.04 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

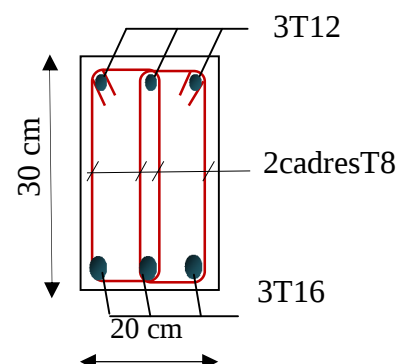
**Conclusion :**

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 14.04 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Au niveau 4 du bâtiment**b.1. Section totale des armatures longitudinales en travée**

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 3 \text{ T16} + 3\text{T12} \\ &= 9.41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 9.41 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **$A_{(\max \text{ RPA})}$:**

– **En zone courante de la poutre :**

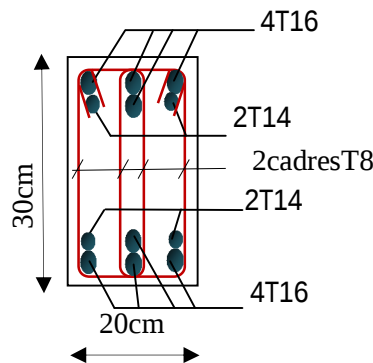
$$\begin{aligned} A_{(\max \text{ RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 9.41 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 8\text{T16} + 4\text{T14} \\ &= 22.24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 3 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 22.24 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante de la poutre :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.04 (20\text{cm} \times 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 22.24 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas de niveau 3 dans la direction X-X, modèle Brochette, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :**

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec les 2T14+1T16 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

En travée, on a 3T16 et en appui on a 2T16 + 3T14 comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui à savoir des T16, alors les 3T16 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barre le long de la poutre. En filant les 3T16 en travée sur toute la longueur de la poutre.

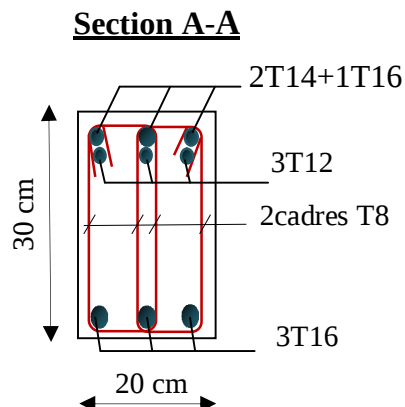
Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (20\text{cm} \times 30 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 4\text{T16} + 3\text{T12} + 2\text{T14}$$

$$= 14.5 \text{ cm}^2.$$



Conclusion : $A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 14.5 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 36 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

4.2.1.2.3. Ferrailage des Poutres les plus sollicitées dans la Direction Y-Y**a. Au niveau 1 du bâtiment****a .1. Armatures longitudinales****a.1.1. Armatures longitudinales en travée**

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{travée}$) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $M_{travée} = 137.9 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{calculée} = 10.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3T16+3T14, \text{ ce qui équivaut à une section de } 10.64\text{cm}^2.$$

a.1.2. Armatures en appui**a.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui**

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B26 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{appui}^- = M_{est} = -162.80 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{calculée} = 10.52 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3T16 + 3T14, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 10.65 \text{ cm}^2.$$

a.1.2.2.Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B28 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$; $M_{appui}^+ = M_{west} = 156.53 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 10.07 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3\text{T16}+3\text{T14}, \text{ ce qui équivaut à une section de } 10.65 \text{ cm}^2.$$

a .2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions 1.35G +1.5 Q ; T = 243.13 KN (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.91 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8}, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

b. Au niveau 4 du bâtiment

b.1. Armatures longitudinales

b.1.1 Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ($M_{\text{travée}}$) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions 1.35G +1.5 Q ; $M_{\text{travée}} = 136.8 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 10.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3\text{T16}+3\text{T14}, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 10.64 \text{ cm}^2.$$

b.1.2. Armatures en appui

b.1.2.1. Sous le moment négatif en appui : armatures supérieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment négatif en appui (M_{appui}^-) est la B24 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm E$; $M_{\text{appui}}^- = M_{\text{est}} = -165.14 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.4).

- Section d'armatures supérieures en appui

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 10.68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{T}16+2\text{T}14, \text{ ce qui équivaut à une section d'acier de } 11.12 \text{ cm}^2.$$

b.1.2.2.Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui (M_{appui}^+) est la B24 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $0.8G \pm E$; $M_{\text{appui}}^+ = 169.28 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.5).

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{\text{calculée}} = 10.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{T}16+2\text{T}14, \text{ ce qui équivaut à une section de } 11.12 \text{ cm}^2.$$

b .2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B30 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5 Q$; $T = 242.26 \text{ KN}$ (voir tableau 3.3).

- Section d'armatures transversales :

➤ Procédure de calcul : la même procédure que dans le modèle Brochette.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres de T8, ce qui équivaut à une section d'acier de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

4.2.1.2.4. Ferrailage définitif des poutres les plus sollicitées dans la direction Y-Y pour

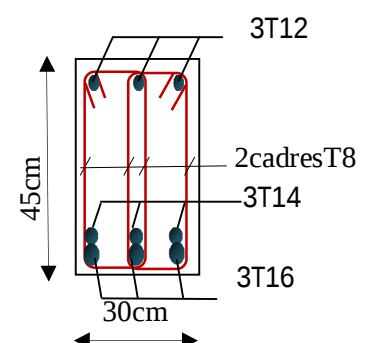
le Modèle 3D

a. Au niveau 1 du bâtiment

a.1. Section totale des armatures longitudinales en travée

- Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 3\text{T}16 + 3\text{T}14 + 3\text{T}12 = 14.04 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

▪ **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 14.04 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

$A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante de la poutre :**

$$\begin{aligned} A_{(\max \text{ RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

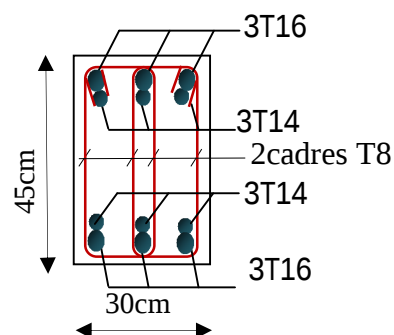
Conclusion:

$A_{\text{longit, zone courante}} = 14.04 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

a.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 6T16 + 6T14 \\ &= 21.29 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

▪ **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 21.29 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante de la poutre :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 21.29 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas de niveau 1 dans la direction X-X, modèle Brochette, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone de recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :**

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre seront recouvertes avec les 3T14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

En travée, on a 3T16+3T14 et en appui on a la même section d'armatures comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui, alors les 3T16+3T14 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barre le long de la poutre.

Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

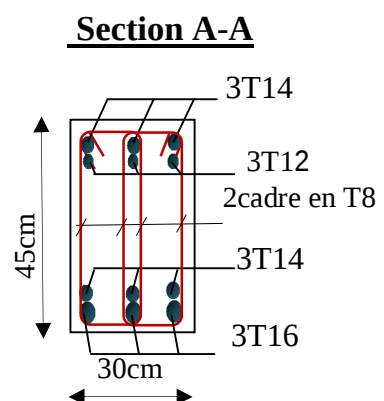
$$= 0.06 \times (30\text{cm} \times 45 \text{ cm}) = 81\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 3\text{T16} + 6 \text{ T14} + 3\text{T12}$$

$$= 18.65 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 18.65 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 81\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

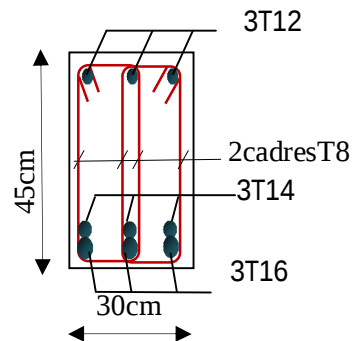


b. Au niveau 4

b.1. Section totale des armatures longitudinales en travée

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit(travée)}} &= 3T16 + 3T14 + 3T12 \\ &= 14.04 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- $A_{(\text{min RPA})}$:

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 14.04 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- $A_{(\text{max RPA})}$:

- **En zone courante de la poutre :**

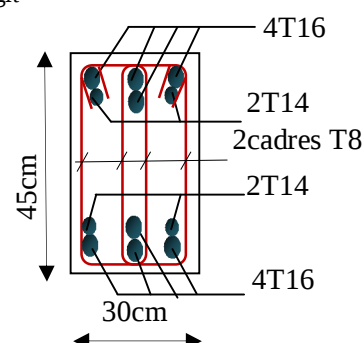
$$\begin{aligned} A_{(\text{max RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 14.04 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b.2. Section totale des armatures longitudinales en appui

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 8T16 + 4T14 \\ &= 22.24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poutres**

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$:**

$$\begin{aligned} A_{(\min \text{ RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 6.75 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit.}} = 22.24 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **$A_{(\max \text{ RPA})}$:**

- **En zone courante de la poutre :**

$$\begin{aligned} A_{(\max \text{ RPA})} &= 4 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (30\text{cm} \times 45\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone courante}} = 22.24 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **En zone de recouvrement des barres d'acier**

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas de niveau 3 dans la direction X-X, modèle Brochette, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone de recouvrement des barres, s'obtient comme suit :

- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton) :**

Les 3T12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvrées avec les 1T16+2T14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

En travée, on a 3T16+3T14 et en appui on a la même section d'armatures comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui, alors les 3T16+3T14 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barres le long de la poutre

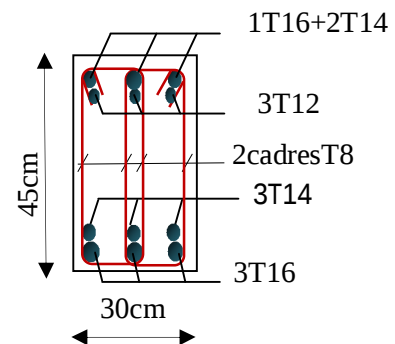
Récapitulation : Section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement (section A-A)

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (30\text{cm} \times 45 \text{ cm}) = 81\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 5\text{T16} + 5\text{T14} + 3\text{T12}$$

$$= 21.14 \text{ cm}^2.$$

Section A-A**Conclusion :**

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 21.14 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 81\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4.2.1.3 Récapitulation du ferrailage des poutres les plus sollicitées

Le ferrailage des poutres les plus sollicitées de la structure, selon les deux modélisations de celles –ci, en modèle Brochette et en modèle 3D, est récapitulé dans les tableaux 4.1 et 4.2.

4.2.1.4. Analyse comparative du ferrailage des poutres les plus sollicitées**a. Section d'armatures longitudinales****a.1. Dans la direction X-X**

Le tableau 4.1 donne les sections d'armatures longitudinales obtenues pour les poutres les plus sollicitées dans la direction X-X du bâtiment et pour les deux modèles de la structure, le modèle brochette et celui 3D.

- **Poutres du niveau 1 :**

En travée : la section d'armatures longitudinales en travée des poutres les plus sollicitées en travée du niveau 1 du bâtiment est obtenue sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$, qui est la plus défavorable, donnant le moment fléchissant maximum en travée aussi bien pour le modèle brochette que pour celui 3D.

La section d'acier en travée est identique pour les deux modèles de la structure (modèle brochette et celui 3D) et est égale à **9.41 cm²** (voir tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Récapitulatif du ferrailage des poutres les plus sollicitées dans la direction X-X.

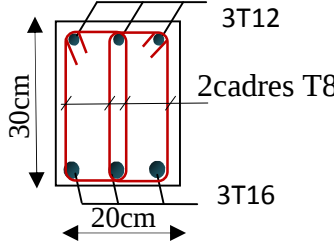
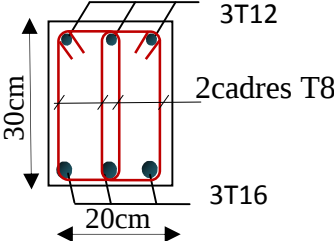
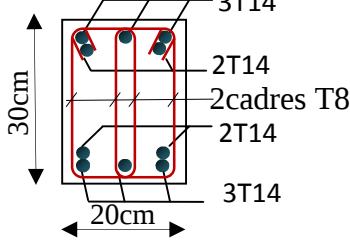
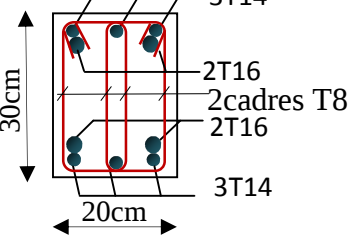
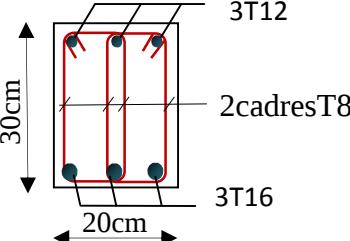
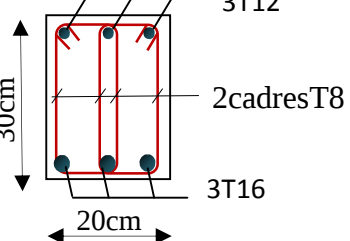
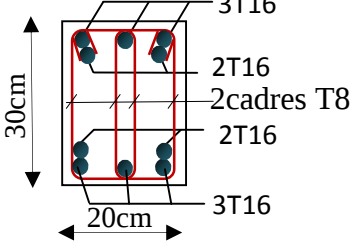
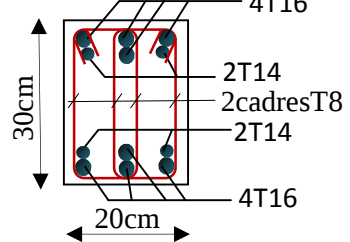
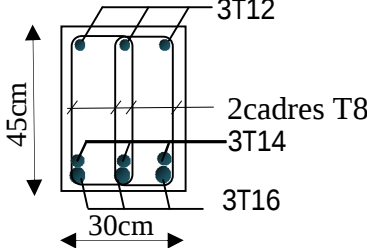
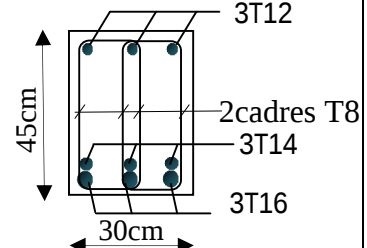
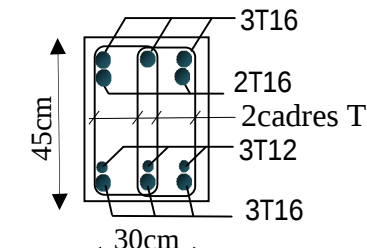
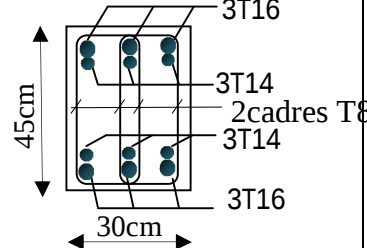
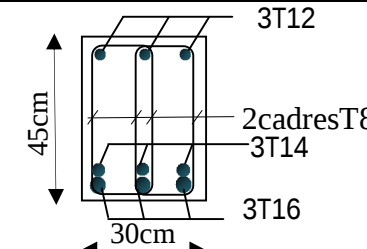
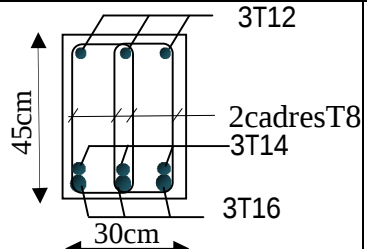
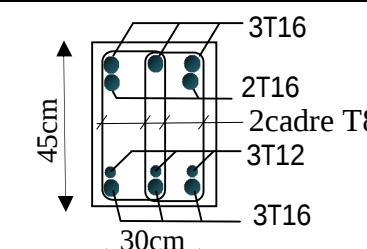
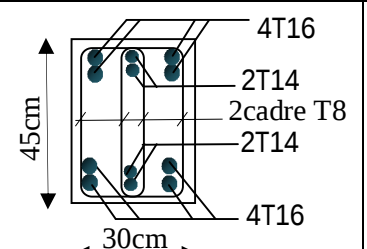
		Section de poutre	Modèle Brochette	Modèle 3D	Différence de sections d'armatures longitudinales et transversales entre les deux modèles en (%)
Direction X-X	Au Niveau 1	<u>en travée</u>	 $A_{longit}=3T16+3T12= 9.41\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=3T16+3T12= 9.41\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%
		<u>en appui</u>	 $A_{longit}=10T14= 15.4\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=4T16+6T14= 17.28\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 1.88\text{ cm}^2$, Soit 12.21% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%
	Au Niveau 4	<u>en travée</u>	 $A_{longit}=3T16+3T12= 9.41\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=3T16+3T12= 9.41\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%
		<u>en appui</u>	 $A_{longit}=10T16= 20.09\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=8T16+4T14= 22.24\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 2.15\text{ cm}^2$, Soit 10.70% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%

Tableau4.2 : récapitulatif du ferrailage des poutres les plus sollicitées dans la direction Y-Y

			Modèle Brochette	Modèle 3D	Différence de sections d'armatures longitudinales et transversales entre les deux modèles en (%)
Direction Y-Y	Au Niveau 1	Section de poutre	Ferrailage des poutres les plus sollicitées	Ferrailage des poutres les plus sollicitées	
		<u>en travée</u>	 $A_{longit}=3T16+2T14+3T12=14.04\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=3T16+2T14+3T12=14.04\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%
		<u>en appui</u>	 $A_{longit}=8T16+3T12= 19.47\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=6T16+6T14= 21.29\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 1.81\text{ cm}^2$, Soit 9.35% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%
	Au Niveau 4	<u>en travée</u>	 $A_{longit}=3T16+3T14+3T12=14.04\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=3T16+3T14+3T12=14.04\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%
		<u>en appui</u>	 $A_{longit}=8T16+3T12= 19.47\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	 $A_{longit}=8T16+4T14= 22.24\text{cm}^2$ $A_{transv}=2\text{cadres T8}=2.01\text{cm}^2$	$\Delta A_{longit}= 2.77\text{ cm}^2$, Soit 14.23% $\Delta A_{transv}= 0.00\text{ cm}^2$, Soit 0%

Autrement dit, le modèle de la structure n'a pas d'influence sur la section d'aciers longitudinaux en travée des poutres les plus sollicitées. Ceci s'explique par le fait que la section d'aciers en travée est obtenue sur la base des charges gravitaires pondérées ($1.35G+1.5Q$) et que l'action sismique (E) n'intervient pas dans son calcul. En d'autres termes, le modèle de concentration des masses du bâtiment (modèle brochette ou modèle 3D) n'a pas d'influence sur les sollicitations en travée des poutres, et par conséquent, non plus sur la section d'aciers longitudinaux en travée de celles-ci.

En appui : Les sections d'armatures longitudinales en appui des poutres les plus sollicitées en appui au niveau 1 du bâtiment sont obtenues sous l'une ou l'autre combinaison d'actions incluant l'action sismique (E), à savoir $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$ selon le cas, combinaisons d'actions donnant les moments fléchissants maximums en appui ($M_{\text{appui}, \max}^-$ et $M_{\text{appui}, \max}^+$) des poutres les plus sollicitées en leurs extrémités.

Le tableau 4.1 montre que la section totale d'aciers longitudinaux en appui est de **15.4 cm²** pour les poutres les plus sollicitées du modèle brochette et de **17.28 cm²** pour celles du modèle 3D, soit une différence de section d'aciers de **12.2 %**

- **Poutres du niveau 4 :**

En travée : Comme pour les poutres les plus sollicitées en travée du niveau 1 du bâtiment, la section d'armatures longitudinales en travée des poutres les plus sollicitées (en travée) du niveau 3 est obtenue aussi sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$.

Dans ce cas aussi, la section d'acier en travée est identique pour les 2 modèles de la structure (modèles brochette et 3D) et est égale à 9.41cm² (voir tableau 4.1).

Autrement dit, même au niveau 3 du bâtiment, le modèle de concentration des masses de la structure (modèle brochette ou 3D) n'a pas d'influence sur les sollicitations en travée des poutres, et par conséquent, non plus sur la section d'armatures longitudinales en travée de celles-ci.

En appui : Comme pour les poutres les plus sollicitées en appui du niveau 1 du bâtiment, les sections d'armatures longitudinales en appui des poutres les plus sollicitées en appui au niveau 4 du bâtiment sont obtenues sous les combinaisons d'actions incluant l'action sismique ($G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$).

Le tableau 4.1 montre que la section totale d'aciers longitudinaux en appui est de **20.09 cm²** pour les poutres les plus sollicitées du modèle brochette et de **22.24 cm²** pour celles du modèle 3D, soit une différence de section d'aciers de **10.70 %**

a.2. Dans la direction Y-Y

Le tableau 4.2 donne les sections d'armatures longitudinales obtenues pour les poutres les plus sollicitées dans la direction Y-Y du bâtiment et pour les deux modèles de la structure, le modèle brochette et celui 3D.

• Poutres du niveau 1 :

En travée : La section d'armatures longitudinales en travée des poutres les plus sollicitées en travée du niveau 1 du bâtiment est obtenue sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$, qui est la plus défavorable, donnant le moment fléchissant maximum en travée aussi bien pour le modèle brochette que pour celui 3D.

La section d'acier en travée est identique pour les deux modèles de la structure (brochette et 3D) et est égale à **14.04 cm²** (voir tableau 4.2).

Autrement dit, le modèle de la structure n'a pas d'influence sur la section d'aciers longitudinaux en travée des poutres les plus sollicitées. Ceci s'explique par le fait que la section d'aciers en travée est obtenue sur la base des charges gravitaires pondérées ($1.35G + 1.5Q$) et que l'action sismique (E) n'intervient pas dans son calcul. En d'autres termes, le modèle de concentration des masses du bâtiment (modèle brochette ou modèle 3D) n'a pas d'influence sur les sollicitations en travée des poutres, et par conséquent, non plus sur la section d'aciers longitudinaux en travée de celles-ci.

En appui : Les sections d'armatures longitudinales en appui des poutres les plus sollicitées en appui au niveau 1 du bâtiment sont obtenues sous l'une ou l'autre combinaison d'actions incluant l'action sismique (E), à savoir $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$ selon le cas, combinaisons d'actions donnant les moments fléchissant maximums en appui ($M_{\text{appui, max}}^-$ et $M_{\text{appui, max}}^+$) des poutres les plus sollicitées en leurs extrémités.

Le tableau 4.2 montre que la section totale d'aciers longitudinaux en appui est de **19.47 cm²** pour les poutres les plus sollicitées du modèle brochette et de **21.29 cm²** pour celles du modèle 3D, soit une différence de section d'aciers de **9.3 %**

Poutres du niveau 4 :

En travée : Comme pour les poutres les plus sollicitées en travée du niveau 1 du bâtiment, la section d'armatures longitudinales en travée des poutres les plus sollicitées (en travée) du niveau 4 est obtenue aussi sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$.

Dans ce cas aussi, la section d'acier en travée est identique pour les 2 modèles de la structure (modèles brochette et 3D) et est égale à **14.04cm²** (voir tableau 4.2).

Autrement dit, même au niveau 4 du bâtiment, le modèle de concentration des masses de la structure (modèle brochette ou 3D) n'a pas d'influence sur les sollicitations en travée des poutres et par conséquent, non plus sur la section d'armatures longitudinales en travée de celles-ci.

En appui : Comme pour les poutres les plus sollicitées en appui du niveau 1 du bâtiment, les sections d'armatures longitudinales en appui des poutres les plus sollicitées en appui au niveau 4 du bâtiment sont obtenues sous les combinaisons d'actions incluant l'action sismique ($G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$).

Le tableau 4.2 montre que la section totale d'aciers longitudinaux en appui est de **19.47 cm²**

pour les poutres les plus sollicitées du modèle brochette et de **22.24 cm²** pour celles du modèle 3D, soit une différence de section d'aciers de **14.2 %**

b. Section d'armatures transversales

Les tableaux 4.1 et 4.2 donnent les sections d'armatures transversales obtenues pour les poutres les plus sollicitées sous l'effort tranchant, dans les deux directions X-X et Y-Y du bâtiment et pour les 2 modèles de concentration des masses de la structure, le modèle brochette et celui 3D.

La section d'armatures transversales dans les poutres les plus sollicitées sous l'effort tranchant, que ce soit celles dans la direction X-X ou celles dans la direction Y-Y, est la même aussi bien au niveau 1 qu'au niveau 4 de la structure et pour les deux modèles (modèle Brochette et celui 3D). Ces sections sont obtenues sous la combinaison d'actions $1.35G + 1.5Q$, et sont identiques et de valeur égale à 2.01cm^2 . Mais cela ne veut pas dire que l'effort tranchant est le même ; cette égalité de section d'armatures transversales est plutôt due à l'arrondissement des résultats de calcul en ayant quantifié les armatures transversales par nombre de cadres sur la base d'un nombre pair de barres (nombre de brins) d'une part , et d'un diamètre minimum de T8 pour les armatures transversales, ce qui a donné au final une section totale des brins de ces dernières de 2.01cm^2 , section correspondant à 2 cadres en T8.

En conclusion, le modèle de concentration des masses du bâtiment (modèle brochette au celui 3D) n'a pas d'influence sur les sollicitations d'effort tranchant dans les poutres les plus sollicitées (sous l'effort tranchant), et par conséquent, non plus sur la section d'armatures transversales de celles-ci.

4.2.2. Ferraillage des poteaux les plus sollicités

4.2.2.1. Pour le modèle brochette

4.2.2.1.1. Poteaux les plus sollicités dans la direction X-X

a. Au RDC

a.1. Armatures longitudinales

a.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant

correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\max(\text{compression})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$N_{\max(\text{compression})} = 1298.28 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 549.22 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

Centre de pression e_0 :

- Section d'armatures :

- Procédure de calcul :

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 57 \text{ cm}$$

$$c = c' = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{549.22}{1298.28} = 42 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = 27 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

On vérifie que $N(d - c') - M_1 \leq (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$

$$M_1 = M + N(d - h/2) = 549.22 + 1298.28(0.57 - 0.3)$$

$$M_1 = 899.75 \text{ KN.m}$$

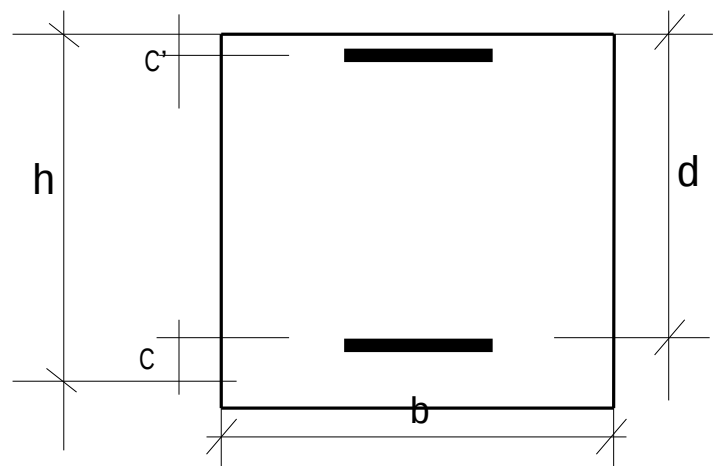
$$N(d - c') - M_1 = 1298.28(0.57 - 0.03) - 899.75 = -549.21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\sigma_b = (0.85 \times 2500) / \gamma_b = 18478 \text{ KN/m}^2^*$$

$$(0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337(0.6) - 0.81(0.03)) \times 0.6 \times 0.6 \times 18478 = 1183.40 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_1 = -549.21 \text{ kN.m} < (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = 1183.40 \text{ kN.m}$$



Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = M_1 / b \cdot d^2 \cdot \sigma_b = 899.75 / 0.6 \times (0.57)^2 \times 18478 = 0.249$$

$\mu = 0.249 < \mu_1 = 0.379 \Rightarrow$ donc la section est simplement armée

$$\mu = 0.217 \rightarrow \beta = 1.125$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\gamma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{899.75 \times 10^3}{1.125 \times 57 \times 400} = 35.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = A_1 - \frac{M_1}{100 \times \sigma_s} = 35.08 - \frac{899.75 \times 10^3}{100 \times 400} = 12.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 12.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 12.59 \text{ cm}^2$$

a.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction correspondant

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant (M_{max}) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor(traction)}}$) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$M_{\text{max}} = 588.68 \text{ KN.m et } N_{\text{cor}} = 717.42 \text{ KN (voir tableau 3.6).}$$

• Section d'armatures :

- Procédure de calcul : même procédure que sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant

$$A_{\text{calculée}} = 20.43 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor(traction)})})} = A_{\text{calculée}} = 20.43 \text{ cm}^2$$

a.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\text{max(traction)}}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q + 1.2E$;

$$N_{\text{max}} = 888.02 \text{ KN et } M_{\text{cor}} = 127.81 \text{ KN.m (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

- Procédure de calcul : même procédure que sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant

$$A_{\text{calculée}} = 17.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 17.02 \text{ cm}^2$$

a.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction X-X

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\text{max (compression)}}, M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor(traction)}})}, A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[12.59, 20.43, 17.02 \right] \text{ cm}^2 = 20.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} : \text{Soit } 3\text{T}25 + 2\text{T}20, \text{ ce qui équivaut à une section de } 21.01 \text{ cm}^2$$

a.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$; $T=119.86\text{KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

- Procédure de calcul :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante donnée par le RPA99 /version 2003 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Où :

Vu : Effort tranchant de calcul = **T** dans notre cas .

h1 : Hauteur totale de la section brute de béton = 60 cm

fe : contrainte Limite élastique de l'acier d'armature transversale = 400 MPA

t : Espacement des armatures transversales

pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

La hauteur des poteaux du RDC est égale à 4m.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec :} \quad l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (4 - 0.30) = 2.61$$

L'élancement géométrique $\lambda_g = \frac{2.61}{0.6} = 4.35$

λ est inférieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à 3.75

L'espacement t des armatures transversales est fixé selon les conditions du RPA99/version 2003 : la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

* **dans la zone nodale :**

$$t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en zone sismiques IIb et III}$$

la section de poteau concernée ici est dans la zone nodale. En outre, notre ouvrage est situé en zone III .

Donc dans notre cas : $t \leq 10 \text{ cm}$.

On adopte $t = 10 \text{ cm}$ comme valeur maximale de l'espacement des armatures transversales dans la zone nodale.

$$\text{d'où } A_t = \frac{\rho_t V_u}{h_1 f_e} = \frac{3.75 \times 10 \times 119.8}{60 \times 40} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

$3 < \lambda_g < 5$ donc la quantité minimale d'armatures transversales dans la zone nodale sera obtenue en interpolant entre 0.3% et 0.8%.

$A_{\min} = 0.4635\%$ de la section totale du béton

$$A_{\min} = 0.0046 S_t \times b = 0.0046 \times 10 \times 60 = 2.76 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 2 \text{ cadres T10}$, ce qui équivaut à une section de 3.14 cm^2 .

b. A l'Etage 3**b.1. Armatures longitudinales****b.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\max(\text{compression})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$N_{\max} = 708.74 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 146.61 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.7).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le RDC

$A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations M et N

d'où $A_{(N_{\max(\text{compression}), M_{\text{cor}})}} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$

b.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction correspondant

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ($M_{\max}$) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor}(\text{traction})}$) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$; $M_{\max} = 217.67 \text{ KN}$ et $N_{\text{cor}} = 315.50 \text{ KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le RDC

$$A_{\text{calculée}} = 7.02 \text{ cm}^2$$

d'où $A_{(M_{\max}, N_{\text{cor}(\text{traction})})} = A_{\text{calculée}} = 7.02 \text{ cm}^2$

b.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\max(\text{traction})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison

d'actions $G + Q \pm 1.2E$; $N_{\max(\text{traction})} = 444.72 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 126.24 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le RDC

$$A_{\text{calculée}} = 11.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max}}(\text{traction}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 11.94 \text{ cm}^2$$

b.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction X-X

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor}}(\text{traction}))}, A_{(N_{\text{max}}(\text{traction}), M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[0.00, 7.02, 11.94 \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 11.94 \text{ cm}^2$$

Soit 2T20 + 3T16, ce qui équivaut à une section de 12.31cm².

b.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$; $T = 117.45$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le RDC

$$A_t = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{t(\text{minRPA})} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2 \text{ cadres T8, ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

4.2.2.1.2. Poteaux les plus sollicités dans la direction Y-Y

a. Au RDC

a.1. Armature longitudinales

a.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\text{max}}(\text{compression})$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$N_{\text{max}}(\text{compression}) = 1298.28 \text{ KN et } M_{\text{cor}} = 392.71 \text{ KN.m (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans la direction X-X

$$A_{\text{calculée}} = 3.75 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 3.75 \text{ cm}^2.$$

a.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction

correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant (M_{max}) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor(traction)}}$) est le C33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$M_{\text{max}} = 447.44 \text{ KN.m et } N_{\text{cor}} = 421.15 \text{ KN (voir tableau 3.6)}$$

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans la direction X-X

$$A_{\text{calculée}} = 16.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor(traction)}})} = A_{\text{calculée}} = 16.02 \text{ cm}^2$$

a.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant

correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\text{max(traction)}}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$; $N_{\text{max(traction)}} = 888.023 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 39.60 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6)

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans la direction X-X

$$A_{\text{calculée}} = 12.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 12.93 \text{ cm}^2$$

a.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction Y-Y

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor}}(\text{traction}))}, A_{(N_{\text{max}}(\text{traction}), M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[3.75, 16.02, 12.93 \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 16.02 \text{ cm}^2$$

Soit 2T25 + 2T20, ce qui équivaut à une section de 16.10 cm².

a.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C 33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q \pm 1.2E$; $T = 126.80 \text{ KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min})} = 0.0046 S_t \times b = 0.0046 \times 10 \times 60 = 2.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres T10} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

b. A l'Etage 3**b.1. Armatures longitudinales****b.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\text{max}}(\text{compression})$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$N_{\text{max}}(\text{compression}) = 708.74 \text{ KN et } M_{\text{cor}} = 116.201 \text{ KN.m (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans la direction X-X

$A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations M et N

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$$

b.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ($M_{\max}$) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor(traction)}}$) est le C33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$M_{\max} = 250.06 \text{ KN.m et } N_{\text{cor(traction)}} = 118.88 \text{ KN (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

$$A_{\text{calculée}} = 11.10 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})} = A_{\text{calculée}} = 11.10 \text{ cm}^2.$$

b.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\text{max(traction)}}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$; $N_{\text{max(traction)}} = 444.72 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 97.58 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans la direction X-X

$$A_{\text{calculée}} = 10.53 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 10.53 \text{ cm}^2.$$

b.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction Y-Y

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\text{max (compression)}}, M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})}, A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[0.00, 11.10, 10.53 \right] \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 11.10 \text{ cm}^2$$

Soit 1T25+2T20, ce qui équivaut à une section de 11.19 cm^2 .

b.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$; $T = 110.96\text{KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

- Procédure de calcul : même procédure que dans la direction X-X

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.90 \text{ cm}^2.$$

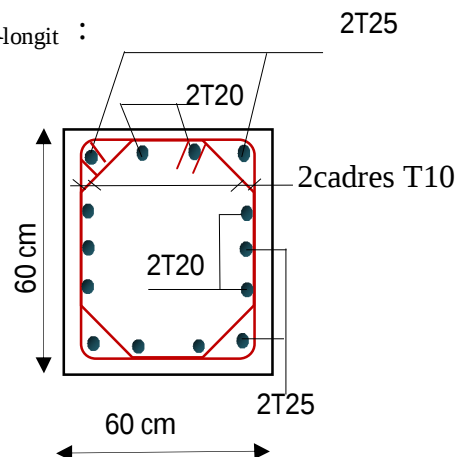
$$A_{t(\text{min RPA})} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2\text{cadres T8} \text{ ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

4.2.2.1.3. Ferrailage définitif des poteaux les plus sollicités – Modèle Brochette**a. Au RDC**

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 6\text{T25} + 8\text{T20} \\ &= 54.58 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux.**

On doit avoir $A_{(\text{min RPA})} \leq A_{\text{longit}} \leq A_{(\text{max RPA})}$

- $A_{(\text{min RPA})}$:

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.9 \% \text{ de la section de béton en zones sismiques II}_b \text{ et III} \\ &= 0.009 \times (60\text{cm} \times 60\text{cm}) = 32.4 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 54.58 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 32.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante du poteau :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.04 (60\text{cm} \times 60\text{cm}) = 144 \text{ cm}^2$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone, courante}} = 54.58 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 144 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (60\text{cm} \times 60 \text{ cm}) = 216 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 54.58 \text{ cm}^2 \times 2 = 109.16 \text{ cm}^2.$$

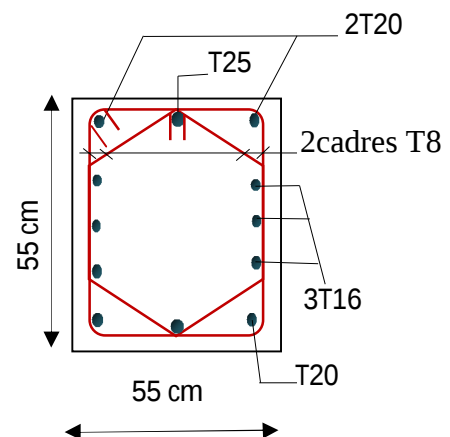
Conclusion : $A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 109.16 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 216 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b. A l'Etage 3

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 4\text{T}20 + 6\text{T}16 + 2\text{T}25$$

$$= 34.44 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux.**

On doit avoir $A_{(\min \text{ RPA})} \leq A_{\text{longit}} \leq A_{(\max \text{ RPA})}$

▪ $A_{(\min \text{ RPA})}$:

$$A_{(\min \text{ RPA})} = 0.9 \% \text{ de la section de béton en zones sismiques II}_b \text{ et III}$$

$$= 0.009 \times (55\text{cm} \times 55\text{cm}) = 25.23 \text{ cm}^2.$$

Conclusion : $A_{\text{longit}} = 34.44 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 25.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante du poteau :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.04 (55\text{cm} \times 55\text{cm}) = 121 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone, courante}} = 34.44 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 121 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 \times (55\text{cm} \times 55 \text{ cm}) = 181.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 34.44 \text{ cm}^2 \times 2 = 68.88 \text{ cm}^2.$$

Conclusion : $A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 68.88 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 181.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

4.2.2.2. Pour le modèle 3D

4.2.2.2.1. Poteaux les plus sollicités dans la direction X-X

a. Au RDC

a.1. Armatures longitudinales

a.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant

correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\max(\text{compression})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$N_{\max(\text{compression})} = 1557.94 \text{ KN et } M_{\text{cor}} = 658.66 \text{ KN.m (voir tableau 3.6).}$$

• **Section d'armatures :**

➤ **Procédure de calcul :** même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 17.00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\max(\text{compression}), M_{\text{cor}}})} = A_{\text{calculée}} = 17.00 \text{ cm}^2.$$

a.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ($M_{\max}$) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor(traction)}}$) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$M_{\max} = 706.41 \text{ KN.m}$ et $N_{\text{cor(traction)}} = 860.90 \text{ KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 25.82 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})} = A_{\text{calculée}} = 25.82 \text{ cm}^2.$$

a.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\max(\text{traction})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$N_{\max(\text{traction})} = 1065.62 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 153.38 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 20.42 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\max(\text{traction})}, M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 20.42 \text{ cm}^2.$$

a.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction X-X

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\max(\text{compression})}, M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})}, A_{(N_{\max(\text{traction})}, M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[17.00, 25.82, 20.42 \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 25.82 \text{ cm}^2$$

Soit 4T25+2T20, ce qui équivaut à une section de 25.92 cm^2 .

a.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$; $T = 127.84\text{KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

- Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.99\text{cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 2.76\text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2 \text{ cadres T10, ce qui équivaut à une section de } 3.14\text{ cm}^2.$$

b. A l'Etage 3

b.1. Armatures longitudinales

b.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\text{max}(\text{compression})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$N_{\text{max}(\text{compression})} = 850.49\text{ KN et } M_{\text{cor}} = 170.80\text{ KN.m (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

- Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$A_{\text{calculée}} = 0.00\text{ cm}^2 \Rightarrow$ Veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations M et N

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max}(\text{compression}), M_{\text{cor}}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00\text{ cm}^2$$

b.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant (M_{max}) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor}(\text{traction})}$) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$M_{\text{max}} = 261.20\text{KN.m et } N_{\text{cor}(\text{traction})} = 378.61\text{ KN (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 17.79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor(traction)})})} = A_{\text{calculée}} = 17.79 \text{ cm}^2.$$

b.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\text{max(traction)}}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$$N_{\text{max(traction)}} = 533.67 \text{ kN}; M_{\text{cor}} = 150.69 \text{ kN.m (voir tableau 3.6).}$$

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 14.30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 14.30 \text{ cm}^2.$$

b.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction X-X

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\text{max (compression)}}, M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor(traction)})}), A_{(N_{\text{max(traction)}}, M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[0.00, 17.79, 14.30 \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 17.79 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 3T25+2T14, \text{ ce qui équivaut à une section de } 17.81 \text{ cm}^2.$$

b.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C31 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$; $T = 117.45$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.44 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 1.65 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres } T8\text{ce}, \text{ qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

4.2.2.2.2. Poteaux les plus sollicités dans la direction Y-Y

a. Au RDC

a.1. Armature longitudinales

a.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\max(\text{compression})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$N_{\max(\text{compression})} = 1557.94\text{KN}$ et $M_{\text{cor}} = 471.26\text{KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 5.64\text{cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\max(\text{compression}), M_{\text{cor}}})} = A_{\text{calculée}} = 5.64\text{cm}^2.$$

a.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ($M_{\max}$) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor(traction)}}$) est le C33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$M_{\max} = 540.51\text{KN.m}$ et $N_{\text{cor(traction)}} = 411.28\text{KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 20.99\text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})} = A_{\text{calculée}} = 20.99\text{ cm}^2.$$

a.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant

correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\max(\text{traction})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$N_{\max(\text{traction})} = 1065.62 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 47.52 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{\text{calculée}} = 15.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } A_{(N_{\max(\text{traction}), M_{\text{cor}}})} = A_{\text{calculée}} = 15.52 \text{ cm}^2.$$

a.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptées dans la direction Y-Y

$$A_{\text{adoptée}} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\max}(\text{compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\max}, N_{\text{cor}}(\text{traction}))}, A_{(N_{\max}(\text{traction}), M_{\text{cor}})} \right]$$

$$= \text{MAX} \left[5.64, 20.99, 15.52 \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 20.99 \text{ cm}^2$$

Soit 3T25+2T20, ce qui équivaut à une section de 21.01 cm^2 .

a.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C 33(voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q \pm 1.2E$; $T = 139.11 \text{ KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{t(\text{calculée})} = 2.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 2.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres T10, ce qui équivaut à une section de } 3.14 \text{ cm}^2.$$

b. A l'Etage 3

b.1. Armatures longitudinales

b.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ($N_{\max(\text{compression})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C5 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$;

$N_{\max(\text{compression})} = 850.49 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 139.44 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$A_{calculée} = 0.00 \text{ cm}^2$. $\Rightarrow$ Veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations M et N

d'où $A_{(N_{\max}(\text{compression}), M_{\text{cor}})} = A_{calculée} = 0.00 \text{ cm}^2$.

b.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de traction correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ($M_{\max}$) et l'effort normal de traction correspondant ($N_{\text{cor(traction)}}$) est le C33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$; $M_{\max} = 300.07 \text{ KN.m}$ et $N_{\text{cor(traction)}} = 142.66 \text{ KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$A_{calculée} = 17.64 \text{ cm}^2$: d'où $A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})} = A_{calculée} = 17.64 \text{ cm}^2$.

b.1.3. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ($N_{\max(\text{traction})}$) et le moment fléchissant correspondant (M_{cor}) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G + Q \pm 1.2E$; $N_{\max(\text{traction})} = 533.67 \text{ KN}$ et $M_{\text{cor}} = 117.10 \text{ KN.m}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :

➤ Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$A_{calculée} = 12.34 \text{ cm}^2$.

d'où $A_{(N_{\max(\text{traction})}, M_{\text{cor}})} = A_{calculée} = 12.34 \text{ cm}^2$

b.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptée dans la direction Y-Y

$A_{adoptée} = \text{MAX} \left[A_{(N_{\max}(\text{compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\max}, N_{\text{cor(traction)}})}, A_{(N_{\max(\text{traction})}, M_{\text{cor}})} \right]$

$= \text{MAX} \left[0.00, 17.64, 12.34 \right] \text{ cm}^2$

$A_{adoptée} = 17.64 \text{ cm}^2$

Soit 3T25+2T14, ce qui équivaut à une section de 17.81 cm^2 .

b.2. Armatures Transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant est le C33 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$; $T = 121.80 \text{ KN}$ (voir tableau 3.6).

- Section d'armatures :
- Procédure de calcul : même procédure que dans le modèle Brochette

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.96 \text{ cm}^2.$$

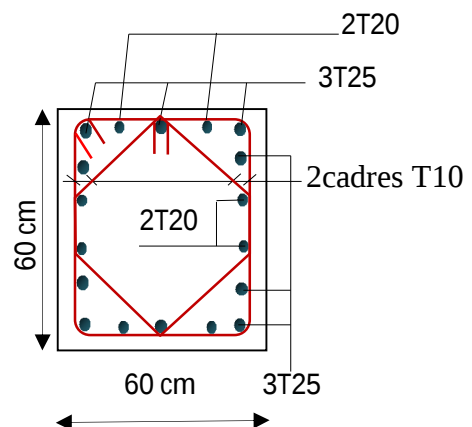
$$A_{t(\text{min RPA})} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t(\text{adoptée})} = 2 \text{ cadres T8, ce qui équivaut à une section de } 2.01 \text{ cm}^2.$$

4.2.2.2.3. Ferrailage définitif des poteaux les plus sollicités – Modèle 3D**a. Au RDC**

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 10\text{T25} + 8\text{T20} \\ &= 74.22 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux.**

On doit avoir $A_{(\text{min RPA})} \leq A_{\text{longit}} \leq A_{(\text{max RPA})}$

- $A_{(\text{min RPA})}$:

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.9 \% \text{ de la section de béton en zones sismiques II}_b \text{ et III} \\ &= 0.009 \times (60\text{cm} \times 60\text{cm}) = 32.4 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 74.22 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 32.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante du poteau :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.04 (60\text{cm} \times 60\text{cm}) = 144 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone, courante}} = 74.22 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 144 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.06 \times (60\text{cm} \times 60 \text{ cm}) = 216 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 74.22 \text{ cm}^2 \times 2 = 148.44 \text{ cm}^2.$$

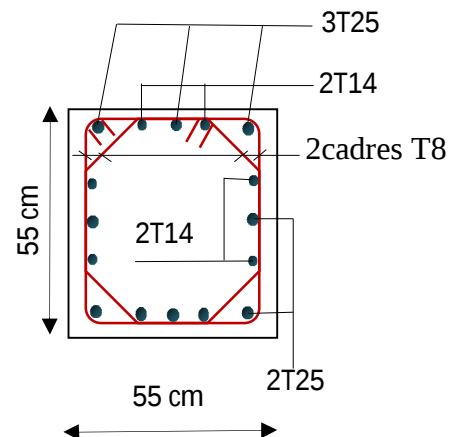
Conclusion : $A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 148.44 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 216 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b. A l'Etage 3

Section totale des armatures longitudinales, A_{longit} :

$$A_{\text{longit}} = 8\text{T}25 + 8\text{T}164$$

$$= 51.6 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux.**

On doit avoir $A_{(\min \text{ RPA})} \leq A_{\text{longit}} \leq A_{(\max \text{ RPA})}$

▪ $A_{(\min \text{ RPA})}$:

$$A_{(\min \text{ RPA})} = 0.9 \% \text{ de la section de béton en zones sismiques II}_b \text{ et III}$$

$$= 0.009 \times (55\text{cm} \times 55\text{cm}) = 25.23 \text{ cm}^2.$$

Conclusion: $A_{\text{longit}} = 51.6 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 25.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

▪ $A_{(\max \text{ RPA})}$:

– **En zone courante du poteau :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.04 (55\text{cm} \times 55\text{cm}) = 121 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone, courante}} = 51.6 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 121 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

– **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 \times (55\text{cm} \times 55 \text{ cm}) = 181.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 51.6 \text{ cm}^2 \times 2 = 103.2 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 103.2 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 181.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4.2.2.3 Récapitulation du ferrailage des poteaux les plus sollicités

Le ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure, selon les deux modélisations de celle –ci, en modèle Brochette et en modèle 3D, est récapitulé dans le tableau 4.3.

4.2.2.4. Analyse comparative du ferrailage des poteaux les plus sollicités

a. Section d'armatures longitudinales

Le tableau 4.3 donne les sections d'armatures longitudinales obtenues pour les poteaux les plus sollicités pour les deux modèles de la structure, le modèle brochette et celui 3D.

• Poteaux du RDC

La section d'armatures longitudinales des poteaux les plus sollicités du RDC est obtenue sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$, qui est la plus défavorable.

Le tableau 4.3 montre que la section totale d'aciers longitudinaux des poteaux les plus sollicités du RDC est de **54.58 cm²** pour le modèle brochette, et de **74.22 cm²** pour le modèle 3D, soit une différence considérable de section d'aciers de **36 %**.

Tableau4.3 : récapitulatif du ferrailage des poteaux les plus sollicités

	Modèle Brochette	Modèle 3D	Différence de sections d'armatures longitudinales et transversales entre les deux modèles en (%)
Etage	Ferrailage des poteaux les plus sollicités	Ferrailage des poteaux les plus sollicités	(%)
<u>Au R.D.C</u>	$A_{longit} = 6T25 + 8T20 = 54.58 \text{ cm}^2$ $A_{transv} = 2\text{cadres T10} = 3.14 \text{ cm}^2$	$A_{longit} = 10T25 + 8T20 = 74.22 \text{ cm}^2$ $A_{transv} = 2\text{cadres T10} = 3.14 \text{ cm}^2$	$\Delta A_{longit} = 19.64 \text{ cm}^2$ Soit 35.98% $\Delta A_{transv} = 0.00 \text{ cm}^2$ Soit 0%
<u>A l'Etage 3</u>	$A_{longit} = 4T20 + 6T16 + 2T25 = 34.44 \text{ cm}^2$ $A_{transv} = 2\text{cadres T8} = 2.01 \text{ cm}^2$	$A_{longit} = 8T25 + 8T14 = 51.6 \text{ cm}^2$ $A_{transv} = 2\text{cadres T8} = 2.01 \text{ cm}^2$	$\Delta A_{longit} = 17.16 \text{ cm}^2$ Soit 49.82% $\Delta A_{transv} = 0.00 \text{ cm}^2$ Soit 0%

On remarque que le modèle 3D conduit à une section d'armatures longitudinales des poteaux les plus sollicités du RDC de **36 %** supérieure à celle obtenue en considérant le modèle brochette. Cette différence de section d'aciers longitudinaux est considérable. Ceci s'explique par le fait que les sollicitations incluant l'action sismique sous le modèle 3D de la structure sont largement importantes que sous le modèle brochette. Ceci est dû au fait que, contrairement au modèle brochette, le modèle 3D fait intervenir un mode de torsion de la structure, lequel est non négligeable dans la réponse totale de cette dernière (voir tableau 3.1), et qui engendre des sollicitations supplémentaires à ajouter à celle dues aux modes de translation.

- **Poteaux du 3^{ème} étage**

Comme pour les poteaux les plus sollicités du RDC, la section d'armatures longitudinales pour ceux du 3^{ème} étage est obtenue sous la même combinaison d'actions la plus défavorable, $G+Q\pm 1.2E$.

Le tableau 4.3 montre que la section totale d'aciers longitudinaux des poteaux les plus sollicités du 3^{ème} étage est de **34.44 cm²** pour le modèle brochette et de **51.6 cm²** pour le modèle 3D, soit une différence considérable de section d'acier de **49.8 %**.

De la même manière que pour les poteaux les plus sollicités du RDC, on peut conclure ici aussi que cette différence de section d'aciers longitudinaux obtenue séparément sous le modèle brochette et sous celui 3D, est due au fait que le modèle 3D fait intervenir un mode de torsion de la structure, non négligeable, et qui induit des sollicitations supplémentaires à ajouter à celles dues aux modes de translation.

a. Section d'armatures transversales

Le tableau 4.3 donne les sections d'armatures transversales obtenues pour les poteaux les plus sollicités et pour deux modèles de la structure, le modèle brochette et celui 3D.

- **Poteaux du RDC**

La section d'armatures transversales dans les poteaux les plus sollicités est la même pour les deux modèles (le modèle brochette et celui 3D) et est égale à **3.14cm²** (voir tableau 4.3). Cette section est obtenue sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$, qui est la plus défavorable, donnant l'effort tranchant (T) maximum aussi bien pour le modèle brochette que pour celui 3D.

- **Poteaux du 3^{ème} étage**

La section d'armatures transversales dans les poteaux les plus sollicités est la même pour les deux modèles (le modèle brochette et celui 3D) et est égale à **2.01cm²** (voir tableau 4.3). Cette section est aussi obtenue sous la combinaison d'actions $G+Q\pm 1.2E$, qui est la plus défavorable.

Chapitre 5

Conclusions

5. CONCLUSIONS

Ce travail est composé de deux parties.

La première consiste en l'analyse dynamique comparative d'une structure de bâtiment en portiques auto-stables en béton armé, à 8 étages, irrégulière en plan, de forme triangulaire. La structure a été modélisée séparément par deux modèles mathématiques différents, l'un en oscillateur multiple à masses concentrées (aux planchers) en console verticale (modèle "brochette"), et l'autre aussi à masses concentrées mais tridimensionnel (modèle 3D). Pour ce dernier, les masses sont concentrées aux nœuds poutre-poteau de la structure.

Dans cette étude, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus sur la base des deux modèles mathématiques considérés pour la structure. Les paramètres de comparaison sont les caractéristiques vibratoires de la structure (périodes propres et modes propres) et ses déplacements horizontaux en tête et inter-étages.

La deuxième partie porte sur le dimensionnement comparatif de quelques éléments structuraux parmi les plus sollicités de la structure. Ce dimensionnement concerne essentiellement les sections d'acier dans ces éléments.

Le calcul des sections d'acier a été effectué sur la base des sollicitations découlant des combinaisons d'actions réglementaires utilisées, englobant l'action sismique (E) et celle des charges gravitaires, permanentes (G) et d'exploitation (Q). Les sollicitations dues à l'action sismique (E) sont calculées séparément en modélisant la structure par un modèle "brochette" puis par un modèle 3D à masses concentrées. Ces sollicitations sismiques découlent directement de l'étude dynamique effectuée dans la première partie de ce travail.

Les résultats en termes de sections d'acier dans les poutres et poteaux considérés, parmi les plus sollicités, obtenus en modélisant la structure par un modèle "brochette", sont comparés à ceux obtenus en considérant un modèle 3D.

Il ressort de ce travail les conclusions principales suivantes :

- 1- Selon les résultats obtenus pour la structure étudiée, le modèle 3D est relativement plus flexible que le modèle "brochette". Cette conclusion est vérifiée

par la valeur du déplacement en tête de la structure en modèle 3D supérieure à celle obtenue en modèle "brochette".

Autrement dit, le modèle 3D conduirait à une estimation de la largeur d'un joint sismique entre deux bâtiments adjacents, à sa valeur optimale, sécuritaire.

2- Le modèle 3D représente de manière plus réaliste donc plus correcte la répartition des masses d'une structure, particulièrement pour une structure irrégulière en plan, et fait intervenir plus de degrés de liberté de cette dernière.

3- Contrairement à l'analyse dynamique sur la base d'un modèle "brochette", l'analyse dynamique tridimensionnelle (modèle 3D) permet de faire apparaître des modes de torsion sous l'action sismique (composante horizontale).

Un mode de torsion met en jeu des rotations générales des différents niveaux (les planchers) de la structure autour d'un axe vertical. Ces rotations des planchers engendrent des sollicitations supplémentaires considérables dans les éléments structuraux, en particulier dans les poteaux extrêmes de la structure (poteaux d'angle et de rive), sollicitations à ajouter à celle dues aux modes de translation.

Ceci conduit, comme on l'a constaté pour la structure étudiée ici, à des sections d'acier dans les éléments structuraux plus importantes par rapport à celles obtenues dans le cas de l'analyse (dynamique) de la structure en modèle "brochette", c'est-à-dire à un dimensionnement optimal, sécuritaire, de la structure.

Seule une analyse dynamique sur la base d'un modèle 3D permet d'apprécier les effets de la torsion de la structure induits dans les éléments structuraux.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/version 2003, Document Technique Réglementaire, D.T.R.-B.C.2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Algérie.
- [2] Alain Capra et Victor Davidovici, 1984, Calcul Dynamique des structures en Zone Sismique, Editions Eyrolles, Paris, France.
- [3] Victor Davidovici, 1999, la construction en Zone Sismique, Editions le Moniteur, Paris, France.
- [4] Milan Zacek, Construire Parasismique, Editions Parenthèses, 1996, Marseille, France.
- [5] P. Lestuzzi et M.Badoux, 2008, Génie Parasismique, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, Suisse.
- [6] A. ABED, Cours de Compléments de Dynamique des Structures, Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Année 2009/2010.
- [7] Jean Pierre MOUJIN, Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Edition Eyrolles, 2000, Paris, France.
- [8] BAEL91, Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, Editions Eyrolles, 1992, Paris, France.
- [9] Belazougui, Le Béton Armé aux Etats Limites, OPU, 2000, Alger.
- [10] Victor Davidovici, Formulaire de Béton Armé, Tomes 1 et 2, Editions le Moniteur, 1996, Paris, France.
- [11] Document Technique Réglementaire Algérien, D.T.R-B.C.2.2, 1988, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, Algérie.
- [12] Computers and Structures Inc (CSI), 1995, ETABS Program- Extended Tridimensionnal Analysis of Building Structures, Berkeley, California, U.S.A.