

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Construction métallique

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+ 3 EN CONSTRUCTION
METALLIQUE A USAGE D'HABITATION**

Présenté par

M. CHABANE HOUSSEM

M. LAGGOUNE LYES

Devant les jurys

M. LARABAT Ziane

M. IDIR

Encadré par

M. RAMDANI Lyes

Promotion 2016

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1	PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE	
CALCUL.....		2
1.1	INTRODUCTION.....	2
1.2	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.....	2
1.3	PLANS ET VUE DE LA STRUCTURE.....	2
1.4	REGLEMENTS UTILISES.....	3
1.5	MATERIAUX UTILISES.....	3
1.5.1	Acier pour la charpente métallique.....	3
1.5.2	Acier de ferrailage.....	4
1.5.3	Les tôles utilisées pour les escaliers et les planchés.....	4
1.5.4	Béton.....	5
1.5.5	Maçonneries.....	5
1.5.6	Les assemblages.....	5
1.6	CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE DU SOL D'IMPLANTATION DE NOTRE STRUCTURE.....	6
1.7	LES LOGICIELS UTILISES.....	6
CHAPITRE 2	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	7
2.1	INTRODUCTION.....	7
2.2	CHARGES PERMANENTES.....	7
2.2.1	Plancher terrasse.....	7
2.2.2	Planchers courants.....	8
2.2.3	Murs extérieurs.....	8
2.2.4	Murs intérieurs.....	8
2.2.5	Acrotère.....	8
2.2.6	Escaliers.....	8
2.3	SURCHARGES D'EXPLOITATIONS.....	8
2.4	CHARGE SISMIQUE.....	9
2.4.1	Méthode d'analyse modale spectrale.....	9
2.4.2	Calcul des paramètres du spectre.....	10
2.5	CHARGE CLIMATIQUE.....	12
2.6	COMBINAISONS D'ACTIONS.....	12
2.6.1	États limites ultimes.....	12
2.6.2	Coefficients partiels de sécurité γ	13
2.6.3	Coefficients de combinaison ψ	13
CHAPITRE 3	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	15
3.1	ETUDE DE L'ACROTERE.....	15
3.1.1	Calcul de chargement.....	16
3.1.2	Hypothèse de calcul.....	16

3.1.3	Calcul des sollicitations.....	17
3.1.4	Ferraillage de l'acrotère.....	18
3.1.5	Conclusion.....	19
3.2	ETUDE DE L'ESCALIER.....	20
3.2.1	Introduction.....	20
3.2.2	Dimensions des escaliers.....	21
3.2.3	Calculs des marches.....	22
3.2.4	Calcul de limon.....	23
3.2.5	Calcul de la poutre palière.....	24
	CHAPITRE 4	
	ETUDE DES PLANCHERS MIXTES.....	25
4.1	INTRODUCTION.....	25
4.2	ETUDE DE PLANCHER TERRASSE.....	26
4.3	VERIFICATION DES SOLIVES.....	26
4.3.1	Vérification au stade de montage :.....	26
4.3.2	Vérification au stade final.....	28
4.4	CALCUL DES CONNECTEURS.....	34
4.4.1	Dimensions du connecteur.....	34
4.4.2	Calcul de la résistance d'un connecteur P_{rd}	35
4.4.3	Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_{lf}	35
4.4.4	Calcul le nombre de goujon.....	35
4.4.5	Vérification de la soudure.....	36
4.5	FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	37
4.5.1	Détermination des charges et surcharges.....	37
4.5.2	Calcul des sollicitations.....	37
4.5.3	Calcul des armatures.....	38
	CHAPITRE 5	
	MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA	
	STRUCTURE.....	39
5.1	INTRODUCTION.....	39
5.2	ETAPES DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	39
5.3	JUSTIFICATION DE LA STRUCTURE VIS-A-VIS DE COMPORTEMENT SISMIQUE.....	40
5.3.1	Vérification de la force sismique à la base.....	43
5.4	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS.....	45
5.5	REVERIFICATION APRES LE RENFORCEMENT.....	46
5.6	EFFET DE SECOND ORDRE $P-\Delta$	49
5.7	VERIFICATION DES ELEMENTS.....	50
5.7.1	Vérification de la poutre principale IPE330.....	50
5.7.2	Vérification de la poutre secondaire IPE200 :.....	53
5.7.3	Vérification des poteaux HEB240.....	55
5.7.4	Vérification des systèmes de contreventement.....	60
	CHAPITRE 6	
	CALCUL DES ASSEMBLAGES.....	66
6.1	INTRODUCTION.....	66
6.2	DIFFERENTES FORMES D'ASSEMBLAGES RENCONTRES EN CM.....	66
6.3	ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE-POTEAU.....	67
6.3.1	Calcul de l'assemblage avec ROBOT.....	67
6.6.2	Vérification manuel de l'assemblage.....	83
6.7	ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU.....	85
6.8	ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU.....	87

6.8.1	Calcul manuel :	87
CHAPITRE 7 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		91
7.1	INTRODUCTION	91
7.2	CALCUL DES FONDATIONS	92
7.2.1	Dimensionnement de la semelle (DTR -BC 2.3.3.1)	92
7.2.2	Ferraillage de la semelle (BAEL91)	93
7.3	CALCUL DES LONGRINES	95
7.3.1	Pré dimensionnement (RPA99 art 10.1.1.b)	95
7.3.2	Ferraillage :	95
7.3.3	Armatures transversale	96
7.4	CALCUL DU FUT	96
7.4.1	Les sollicitations de calculs	97
7.4.2	Ferraillage	97
7.4.3	Armatures transversales	98
7.5	CONCLUSION	98
CONCLUSION GENERALE		99
BIBLIOGRAPHIE		100

TABLE DES FIGURES

Figure 1.	Vue 3D de la structure	3
Figure 2.	Tôle striée pour les escaliers	4
Figure 3.	TN40 pour la réalisation des planchers	5
Figure 4.	Spectre de réponse selon X	11
Figure 5.	Spectre de réponse selon Y	12
Figure 6.	Schéma de l'acrotère	15
Figure 7.	Sollicitations exercées sur l'acrotère	17

Figure 8. Ferrailage de l'acrotère.....	18
Figure 9. Ferrailage de l'acrotère.....	20
Figure 10. Vue des escaliers.....	20
Figure 12. Dimensions des escaliers.....	21
Figure 13. Inclinaison de limon.....	21
Figure 14. Représentation du limon.....	23
Figure 22. Structure mixte acier-béton avec une dalle mixte.....	25
Figure 23. Schéma statique de la solive.....	26
Figure 24. Largueur participante de la dalle.....	30
Figure 25. Position de l'axe neutre plastique.....	32
Figure 26. Dimensions de connecteur.....	34
Figure 27. Vue de la structure.....	40
Figure 28. Mode de déformation 1.....	41
Figure 29. Mode de déformation 2.....	42
Figure 30. Mode de déformation 3.....	42
Figure 31. Vue de la structure après avoir ajouté un contreventement en X.....	46
Figure 32. Pourcentage de participation de masse (2 ^{ème} disposition).....	46
Figure 33. Mode de déformation 1.....	47
Figure 34. Mode de déformation 2.....	47
Figure 35. Mode de déformation 3.....	48
Figure 36. La poutre principale la plus sollicitée.....	51
Figure 37. La poutre secondaire la plus sollicitée.....	53
Figure 38. Le poteau le plus sollicité.....	55
Figure 39. Propriétés de la section (4 CAE80*80*8).....	60
Figure 40. Les cornières les plus sollicités (4 CAE100*10).....	63
Figure 41. Différents des types d'assemblages dans une ossature de bâtiment.....	67
Figure 42. Assemblage poteau-poutre.....	67
Figure 43. Distribution de moment.....	72
Figure 44. Distribution d'effort tranchant et le moment.....	73
Figure 45. Assemblage poutre principale solive.....	75
Figure 46. Distribution de M et V.....	79
Figure 47. Assemblage poteau-poutre secondaire.....	80
Figure 48. Distribution de M et V.....	84
Figure 49. Assemblage poteau-poteau.....	85
Figure 50. Schéma de ferrailage de la semelle.....	95
Figure 51. Schéma de ferrailage de longrine.....	96
Figure 52. Schéma de ferrailage de fut.....	98

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1. Les différentes dimensions de l'ouvrage	2
Tableau 2. Propriétés mécaniques de l'acier utilisé	4
Tableau 3. Valeur de pénalités.	10
Tableau 4. Combinaisons des sollicitations.	17
Tableau 5. Evaluation de l'inertie	22
Tableau 6. Evaluation de l'inertie	23
Tableau 7. Evaluation de l'inertie	24
Tableau 8. Tableau des sections adoptées.....	40
Tableau 9. Pourcentage de participation de masse	41
Tableau 10. Résultantes des forces sismique a la base	44
Tableau 11. Déplacement selon le sens XX	45
Tableau 12. Déplacement selon le sens YY	45
Tableau 13. Les résultats de vérification	48
Tableau 14. La distribution de la résultante des forces sismiques.	50
Tableau 15. Effet P- Δ	50

REMERCIEMENT

Nous rendons en premier lieu grâce à Allah le tout puissant qui nous a donné la foi et le courage d'arriver au terme de nos études.

Nous tenons à remercier notre encadreur, monsieur RAMDANI Lyes. Pour son soutien tout au long de la préparation de notre projet de fin d'étude.

Nous remercions également les membres du jury, devant lesquels nous avons l'honneur d'exposer notre travail, et qui ont pris la peine de le lire et de s'y intéresser.

Nous remercions aussi tous nos camarades, avec lesquels nous avons eu le plaisir de travailler, ainsi que toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'achèvement de ce mémoire.

Nous remercions enfin nos parents qui nous ont soutenus pendant toute la durée de nos études.

DEDICACE

Je dédier ce travail à :

Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne rendrai jamais assez

Mon adorable sœur yousra .

Mes frères Hakim, Aziz, Halim, Nassim.

Mes copains de chambre Kaci, koukou,lyes

A tous mes amis.

Mes dédicaces vont également à la promotion de CM 2016.

Housseem

DEDICACE

Je dédier ce travail à :

En premier lieu a ma chère est adorable grand-mère.

A mes très chers parents qui m'en donnés l'éducation avant le savoir et qui m'en toujours soutenus.

A mon adorable sœur et ces précieux enfants Amine et Massi.

A mes frères Naim, Akli et Adel.

A tous mes amis.

Mes dédicaces vont également à la promotion de CM 2016.

lyacine

INTRODUCTION GENERALE

L'étude envisagée dans le cadre de ce master est d'étudier un bâtiment à usage d'habitation R+3 en charpente métallique qui contient des planchers mixtes et deux sortes de palés de stabilité en X et en V, en appliquant une étude manuel et une étude par le logiciel autodesk ROBOT, un plan de travail a été tracé comprenant les étapes suivantes :

- Une première partie : est consacrée aux généralités comme la présentation de l'ouvrage ses caractéristiques et sa géométrie illustrée avec des plans d'architectures et vue en 3D, les règlements et les matériaux utilisés ...
- Une deuxième partie : est consacrée pour définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes d'exploitation, des effets climatiques, thermiques et sismiques.
- Une troisième partie : est consacrée au dimensionnement des éléments secondaires l'acrotère et l'escalier.
- Une quatrième partie : est consacrée au calcul des planchers.
- Une cinquième partie : est consacrée à la modélisation par MEF, et validation de modèle et pour la vérification des efforts tranchant à la base ainsi que les éléments de l'ossature.
- Une sixième partie : est consacrée au calcul des assemblages.
- Une septième partie : consacrée au calcul des infrastructures

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

4.1 Introduction

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment R+3 en charpente métallique à usage d'habitation. Ce projet est implanté en zone sismique IIa (w : Bejaia) ;

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux-poutres), d'un système de contreventement en X et/ou en V et de planchés mixtes collaborant (acier-béton)

4.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau 1. Les différentes dimensions de l'ouvrage

Hauteur total de l'ouvrage H	14.44 m
Hauteur de l'acrotère	0.6 m
Hauteur de l'étage	3.46 m
Longueur total de l'ouvrage L	24.74 m
Largeur total de l'ouvrage l	11.83 m

4.3 Plans et vue de la structure

Les plans d'architecture ainsi qu'une vue 3D de la structure sont illustrés sur les pages suivantes.

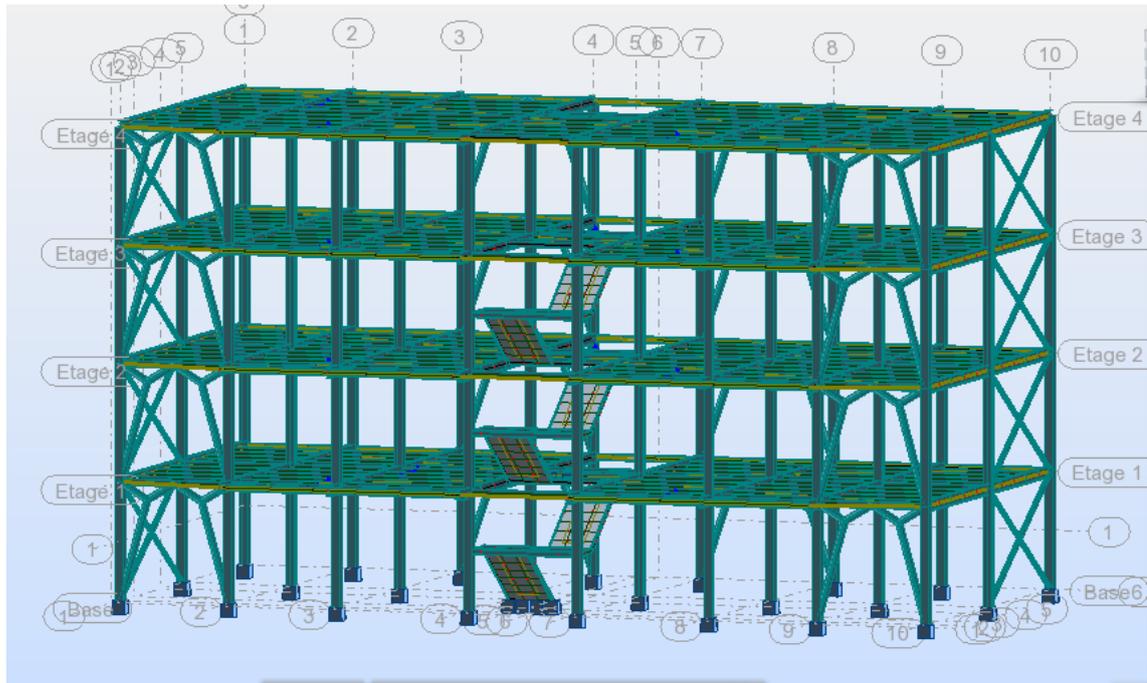


Figure 1. Vue 3D de la structure.

4.4 Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour l'étude du projet sont :

- Règles parasismique algériennes (RPA 99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97) D.T.R-B.C-2.44.
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton).
- BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites).

4.5 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés sont les suivants :

4.5.1 Acier pour la charpente métallique

Dans notre cas on va utiliser un acier de nuance S235 qui présente les meilleurs caractéristiques de ductilité en le comparants aux autres nuances qui sont définis par les normes européennes EN.

Tableau 2. Propriétés mécaniques de l'acier utilisé

Nuance de l'acier	S235
Limite élastique	$f_y = 235$ Mpa
Resistance a la traction	$f_u = 360$ Mpa
Densité volumique	$\rho = 7850$ Kg /m ³
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210000$ Mpa
Module d'élasticité transversale	$G = 0.42 E$ Mpa
Coefficient de poisson	$\nu = 0.3$

4.5.2 Acier de ferrailage

Pour le ferrailage des éléments en béton on va utiliser des barres d'acier HA de nuance Fe400.

4.5.3 Les tôles utilisées pour les escaliers et les planchés

Pour les escaliers on va utiliser des tôles striée de 5 mm d'épaisseur qui sont plus solide et qui nous permettra de mettre des revêtements juste en dessus. Et pour les planchers on va utiliser des tôles nervurées TN40 qui participée a la résistance du plancher et qui servira aussi comme coffrage.

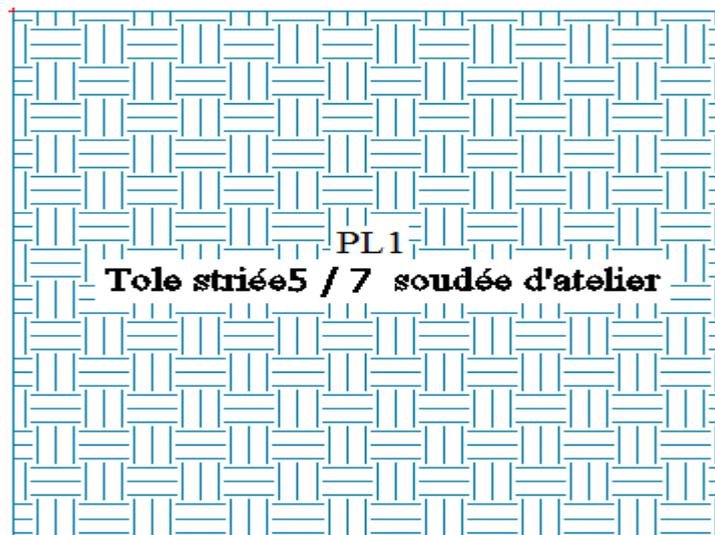
**Figure 2.** Tôle striée pour les escaliers



Figure 3. TN40 pour la réalisation des planchers.

4.5.4 Béton

Le béton utilisé pour notre projet, est dosé à 350 Kg /m³ de ciment ordinaire CPJ325 dont les résistances caractéristiques sont illustrés ci-dessous :

Classe de résistance du béton	C 25/30
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
La densité volumique	$\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$.
Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30500 \text{ Mpa}$
Coefficients d'équivalence	$\eta = 15$

4.5.5 Maçonneries

Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur en laissant une largeur de 5 cm entre ces deux murs pour assurer l'isolation thermique.

Les séparations intérieures sont avec des murs en briques creuses de 10 cm (une seule cloison).

4.5.6 Les assemblages

Les boulons HR sont choisis pour la réalisation des assemblages rigides (encastremets) et les boulons ordinaire pour les assemblages qui sont considérés comme des articulations.

Pour le cas des assemblages soudés on utilise des soudures par fusion avec fil-électrode fusible.

4.6 Caractéristique géotechnique du sol d'implantation de notre structure

Le site d'implantation est caractérisé par une topographie à la fois calme et régulière, d'où un potentiel naturel de stabilité paraît acquis, où aucun indice d'instabilité ni de mouvements de terre n'a été observé.

Les résultats des essais au laboratoire effectués sur les échantillons prélevés, ont montré qu'il s'agit de formation très dense, très peu humide, peu compressible et non gonflants.

A partir de tous ces données le rapport du sol préconise les dispositions constructives suivantes :

- Adopter un système de fondation type semelle isolée.
- Retenir une contrainte admissible $Q_{adm} = 2 \text{ bars}$ (à l'ELS), à une profondeur d'ancrage uniforme de **1.0 m** à partir du niveau aménagé.
- Sous la base de la fondation, les tassements théoriques induits par la surcharge sont vérifiés et leur amplitude jugée admissible et non nuisible.
- Le sol étant de faible agressivité, donc l'utilisation d'un ciment ordinaire avec un dosage de 350 kg/m^3 suffit pour la confection du béton des fondations.

4.7 Les logiciels utilisés

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011.

CHAPITRE 2

EVALUATION DES CHARGES ET

SURCHARGES

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes d'exploitation, des effets climatiques, thermique et sismique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges et qui sont inscrits sous forme de règlements.

5.2 Charges permanentes

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

5.2.1 Plancher terrasse

Poids propre de béton	: 25 KN/m ³
Poids propre de la tôle et accessoires.....	: 0.15 KN/m ²
Poids de solive.....	: 0.158KN/m
Etanchéité.....	: 0.016KN/m ²
Faux plafond.....	: 0.3 KN/m ²
Forme de pente en béton.....	: 2.2 KN/m ²
Gravillon	: 0.85 KN/m ²

5.2.2 Planchers courants

Poids propre de béton	: 25 KN/m ³
Poids propre de la tôle et accessoires.....	: 0.15 KN/m ²
Poids de solive.....	: 0.158 KN/m
Carrelage + mortier.....	: 0.6KN/m ²
Faux plafond	: 0.3 KN/m ²
Cloison	:2.2 KN/m ²

5.2.3 Murs extérieurs

Enduit intérieur en plâtre (e = 1.5 cm)	: 0.15 KN/m ³
Brique creuse (double cloison).....	: 2.2 KN/m ²
Enduit extérieur (e = 2 cm).....	: 0.36 KN/m ²

5.2.4 Murs intérieurs

Enduit en plâtre (deux faces)	: 2*0.15=0.3 KN/m ²
Brique creuse (une seule cloison e = 10 cm	: 1 KN/m ²

5.2.5 Acrotère

Enduit en ciment (e=2cm)	: 0.3 KN/m ²
Poids propre	: 2.2 KN/m ²

5.2.6 Escaliers

– Poids de volé :

Tôle striée ép 5 mm	: 0.15 KN/m ³
Mortier de pose + revêtement en carrelage	: 2.2 KN/m ²
Garde de corps	: 0.36 KN/m ²
Supports des marches	9x0.0369/1.3=0.255KN/m ²

– Palier de repos

Mortier de pose + revêtement en carrelage	: 0.8 KN/m ²
Tôle striée ép 5 mm	: 0.45 KN/m ²

5.3 Surcharges d'exploitations

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

Plancher terrasse inaccessible	: 1 KN/ m ²
Plancher étage courant	: 1.50 KN/ m ²
Escalier	: 2.50 KN/ m ²
Balcon	:3.50 KN/ m ²
Acrotère.....	:1 KN/ m ²

5.4 Charge sismique

Selon le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Méthode statique équivalente

Méthode d'analyse modale spectrale

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Actuellement la méthode la plus pratique et la plus utilisée par les ingénieurs est la méthode d'analyse modale spectrale.

5.4.1 Méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Le spectre de calcul proposé par le RPA99 version 2003, est un spectre d'accélération absolue, donné

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

A: coefficient d'accélération de la zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

5.4.2 Calcul des paramètres du spectre

– Détermination du coefficient d'accélération de zone A

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1)

Notre bâtiment est classé dans le groupe 1B et il est situé en zone sismique IIa.

Donc $A = 0,2$

– Détermination de T_1 et T_2

Site ferme (S2) d'après le tableau 4-7 $\longrightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$ et $T_1 = 0.15\text{s}$

– Détermination de facteur correction d'amortissement η

(η) facteur de d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1 > 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Portique en acier avec remplissage dense $\left\{ \begin{array}{l} \xi = 5 \% \\ \eta = 1 \end{array} \right.$

– Détermination de facteur de qualité Q

Q en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_a$.

Tableau 3. Valeur de pénalités.

Critère	Pqx	Pqy
1. Conditions minimales sur les files	0	0.05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x = 1.05 \quad Q_y = 1.05$$

– **Détermination de coefficient de comportement global de la structure R**

D'après les plans d'architectures, et vu les contraintes posées par les ouvertures concernant notre bâtiment. Les systèmes de contreventement à prendre en considération dans les calculs sont les suivants :

-Sens 1 :

Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en X. → $R_1 = 4$

-Sens 2 :

Structure en acier + ossature contreventée par palées triangulées en V → $R_2 = 3$

Remarque:

le RPA exige dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions concéderaient il ya lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. Donc : $R = 3$.

Deux spectre à utilisé pour le dimensionnement sont les suivant :

– Suivant X :

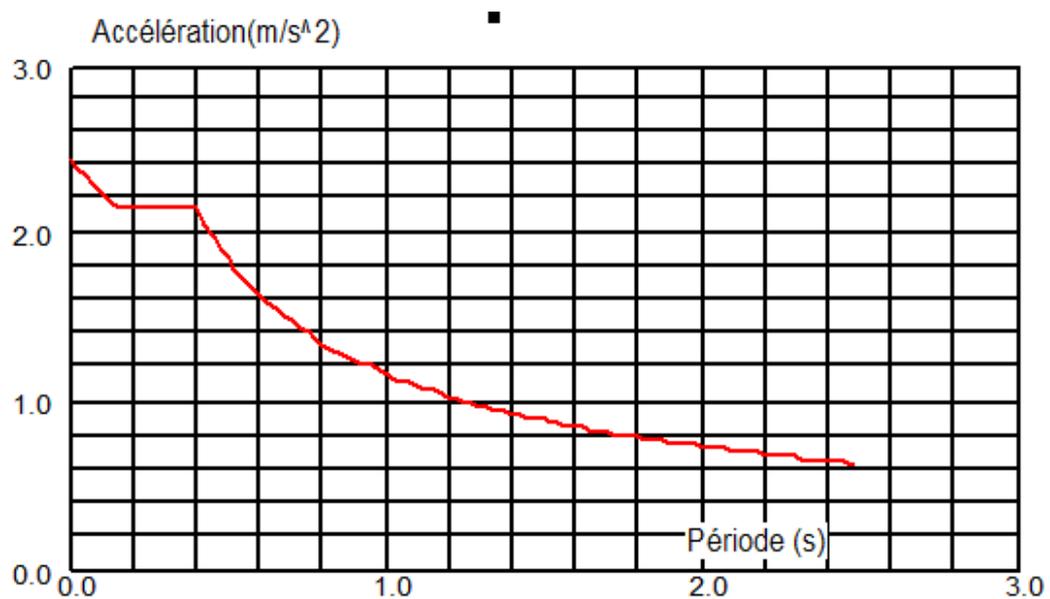


Figure 4. Spectre de réponse selon X.

– Suivant Y :

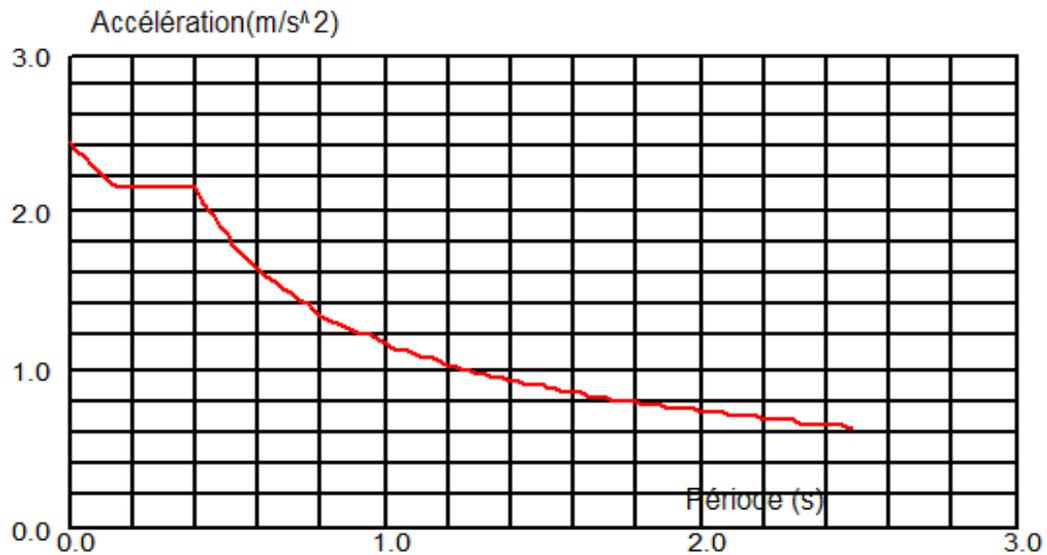


Figure 5. Spectre de réponse selon Y.

5.5 Charge climatique

L'effet du vent sur une construction est important et a une influence sur la stabilité d'une structure légère mais notre projet est un bâtiment R+3 avec remplissage en maçonnerie et des planchers mixtes (acier-béton) ce qui la rend lourde, ce qui signifie que l'effort sismique est plus prépondérant que celle du vent donc l'étude au vent est inutile dans notre cas.

5.6 Combinaisons d'actions

Pour les bâtiments, Les combinaisons à considérer peuvent s'écrire sous la forme simplifiées suivantes :

5.6.1 États limites ultimes

5.6.1.1 Combinaison aux E.L.U

Elle comprend les actions permanentes G, accidentelles E, une action variable "de base" Q1 avec sa valeur nominale et éventuellement d'autres actions variables "d'accompagnement" Q avec leurs valeurs de combinaison $\psi_0 Q$.

$$\sum \gamma_G G + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum \gamma_Q \psi_0 Q$$

Selon la réglementation algérienne parasismique RPA, pour le cas d'un calcul sismique, les combinaisons d'actions à considérer pour le dimensionnement sont :

$$\sum G + Q_1 + E$$

$\sum G + Q_1 + 1.2E$ (pour le calcul des poteaux des portiques autostable)

$$\sum 0.8 G \pm E$$

5.6.1.2 Combinaisons aux E.L.S

5.6.1.2.1 Combinaisons rares

$$\sum G + Q_1 + \sum \psi_0 Q$$

5.6.1.2.2 Combinaisons fréquentes

$$\sum G + \psi_1 Q_1 + \sum \psi_2 Q$$

5.6.1.2.3 Combinaisons quasi-permanentes

$$\sum G + \sum \gamma_2 Q$$

5.6.2 Coefficients partiels de sécurité γ

	Actions permanentes γ_G	Actions variables γ_Q
Effet défavorable	1.35	1.5
Effet favorable	1.00	0

5.6.3 Coefficients de combinaison ψ

Une action variable possède plusieurs valeurs "représentatives", qui dépendent de sa durée d'application et de sa fréquence. Ce sont :

- Valeur nominale : Q
- Valeur de combinaison : $\psi_0 Q$

- Valeur fréquente : $\psi_1 Q$
- Valeur quasi-permanente : $\psi_2 Q$

Les valeurs des coefficients ψ figurent dans le tableau suivant :

Charges d'exploitations Q	Bâtiments non industriels			
	Nature du local	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	Locaux à places assises ou couchées réunions, classes, dortoirs, restaurants	0.67	0.65	0.4
	Locaux de transit halles diverses, expositions			0.25
	Locaux à places debout et utilisation périodique réunion, culte, sport, danse		0.75	
	Autres	0.78	0.9	0.65
	Parcs de stationnement archives			0.8
	Bâtiments industriels			
	Nature des charges	ψ_0	ψ_1	ψ_2
	Poids des installations, unités de productions (y compris coefficient dynamique)	0.87	1	1
Effet des matériels roulant lourds	0.87	1	0	
Charge uniforme équivalente (personnel, approvisionnements, déchets, matériels roulants légers)	0.67	0.77	0.65	
Neige S	Altitude < 500 m	0.67	0.15	0
	Altitude > 500 m	0.67	0.30	0.1
Vent W		0.67	0.20	0
Température T		0.53	0.50	0

CHAPITRE 3

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

SECONDAIRES

6.1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, elle est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une force horizontale F_p .qui représente l'effort sismique sur l'acrotère.
- Une surcharge estimée à 1 KN/ml

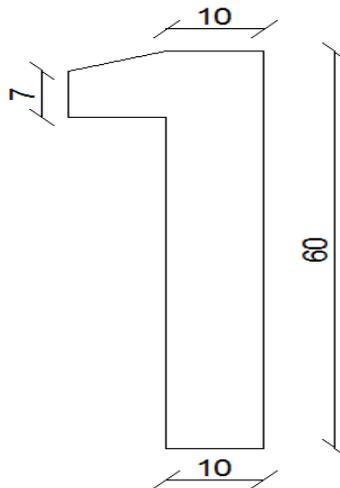


Figure 6. Schéma de l'acrotère.

6.1.1 Calcul de chargement

- **charge permanente**

La surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03 / 2) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Le poids propre :

$$G_0 = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (e=2cm)

$$G_1 = 0.18 \times 0.6 \times 2 = 0.216 \text{ KN/m}$$

Le poids total estimé est : $G = G_0 + G_1 = 1.92 \text{ KN/m}$

- **charges d'exploitations :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

- **La force F_p (effort sismique)**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de sol.

C_p : Facteur de forces horizontal.

W_p : poids de l'élément.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 1B et Zone II_a (W. Bejaia).

$$\Rightarrow A = 0.2$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 1.92 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.92 = 1.22 \text{ KN (la force sismique)}$$

6.1.2 Hypothèse de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable. et le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire

On a les données suivantes :

$$G = 1.92 \text{ KN/m} ; Q = 1 \text{ KN/m} ; F_p = 1.22 \text{ KN}$$

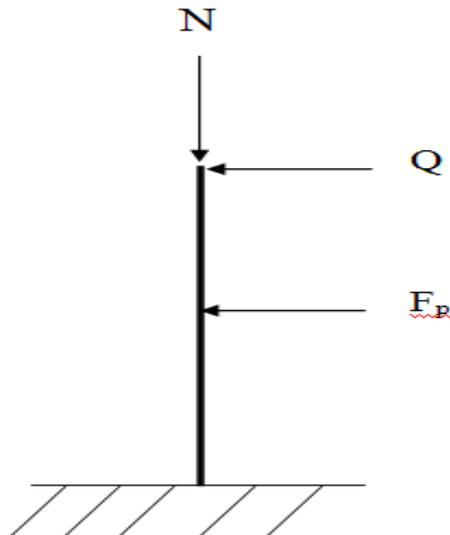


Figure 7. Sollicitations exercées sur l'acrotère.

6.1.3 Calcul des sollicitations

6.1.3.1 Calcul du centre de pression

$$\begin{cases} x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \\ y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$x_c = \frac{[(60 \cdot 10) \cdot (\frac{10}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{10}{2} + 10)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{10}{3} + 10)]}{(60 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})}$$

$$= 6,2 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{[(60 \cdot 10) \cdot (\frac{60}{2})] + [(10 \cdot 7) \cdot (\frac{7}{2} + 50)] + [(\frac{10 \cdot 3}{2}) \cdot (\frac{3}{3} + 57)]}{(60 \cdot 10) + (10 \cdot 7) + (\frac{10 \cdot 3}{2})}$$

$$= 33,01 \text{ cm}$$

6.1.3.2 Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 1,92 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_Q = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,22 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \cdot y_c = 0,4 \text{ KN.m}$$

Tableau 4. Combinaisons des sollicitations.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	1.92	2.59	1.92
M (KN.m)	1	0.9	0.6

6.1.3.3 Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1}{2,59} = 0,38m \\ \frac{h}{6} &= \frac{0,1}{6} = 0,016m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6}$$

→ La section est partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée.

6.1.4 Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fait sur une section rectangulaire pour une bande de $(10 \times 100) \text{ cm}^2$

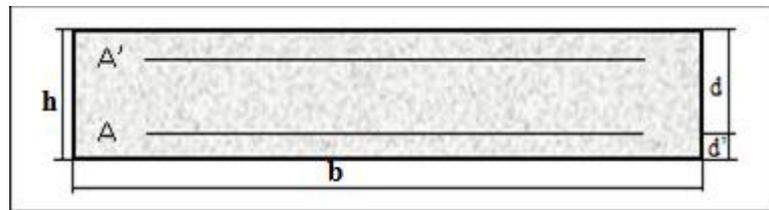


Figure 8. Ferrailage de l'acrotère.

Acier : On prendra l'acier de classe FeE400 pour les armatures

Béton : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{t28} = 0,6 + 0,06 F_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ sont des coefficients de sécurité.

$d = 8 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$; $d' = 2 \text{ cm}$

6.1.4.1 Calcul en flexion simple

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,011 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 0,013$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,079 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = 36,37 \text{ mm}^2 = 0,36 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } f_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

6.1.4.2 Calcul en flexion compose

$$A_u = A - N_u / f_{st} = 36,37 - (2590/348) = 28,92 \text{ mm}^2 = 0,28 \text{ cm}^2$$

6.1.4.3 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2 > A$$

$A_{min} > A_s$ donc on ferraille avec A_{min}

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm²

6.1.4.4 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte 3HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

6.1.4.5 Espacement

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 30 \text{ cm}$

6.1.4.6 Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,5 \cdot (F_p + Q) = 1,5 \cdot (1,22 + 1) = 3,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = 0,041 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de rupture par cisaillement.

6.1.5 Conclusion

A la fin de ces vérifications on prend 4HA8/ml comme armatures principales et 3HA8 /ml comme armature de répartition pour l'acrotère comme montré ci dessous.

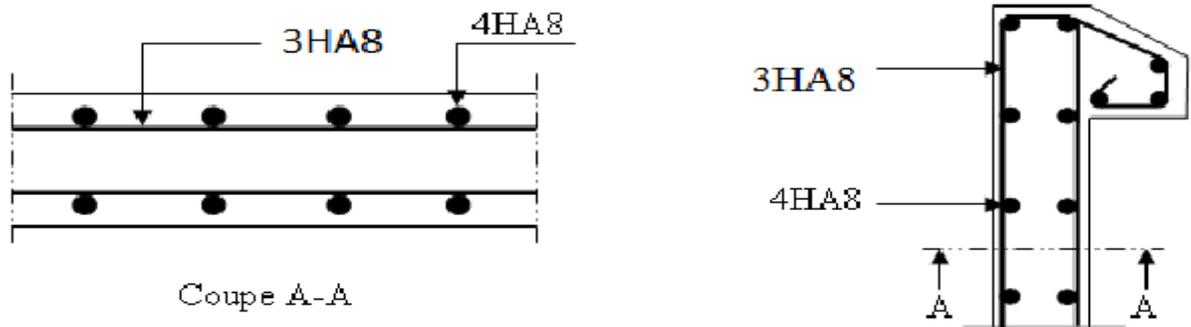


Figure 9. Ferrailage de l'acrotère

6.2 Etude de l'escalier

6.2.1 Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle l'embranchement et largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contre marche (h).

Les deux figures suivantes montrent une vue en plan ainsi qu'une coupe de notre escalier.

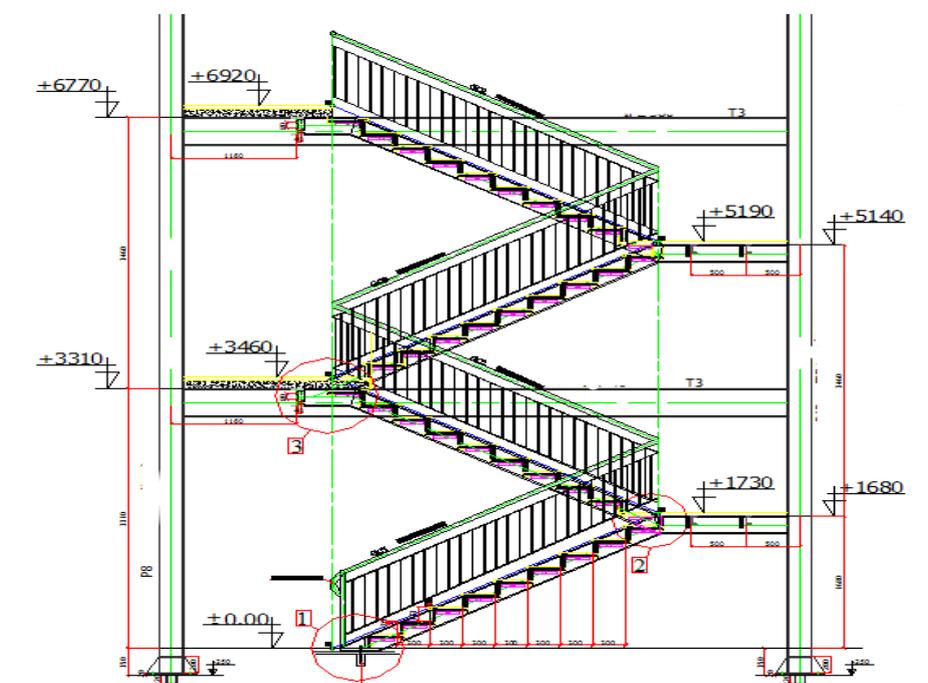


Figure 10. Vue des escaliers.

6.2.2 Dimensions des escaliers

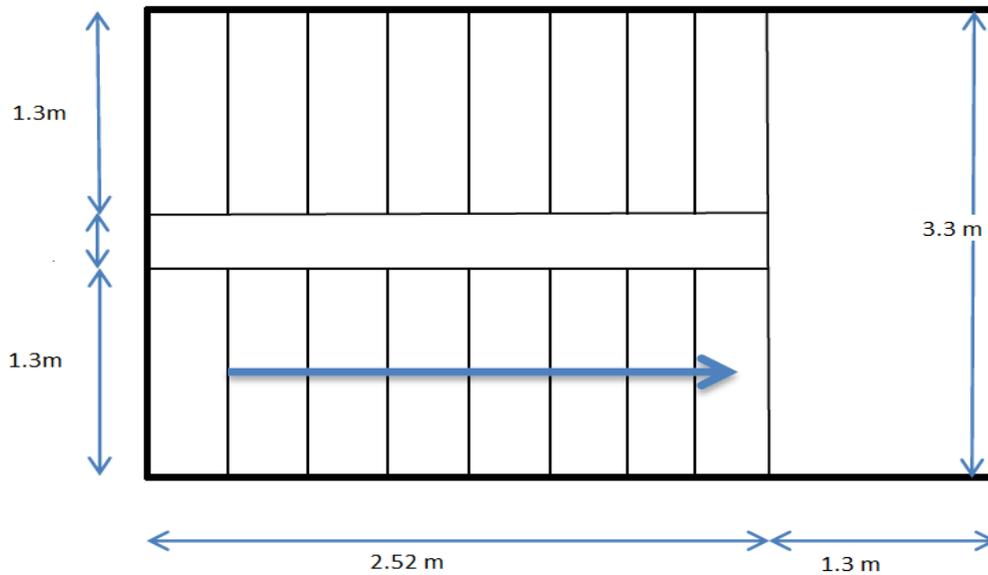


Figure 11. Dimensions des escaliers

6.2.2.1 Nombre de marches

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

Formule de Blondel

$$59\text{cm} \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$$

$$h = 14 \text{ à } 20\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

$$h_e = 3,46\text{m}$$

$$14,5 \leq h \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{pour } h = 17\text{cm} \text{ on a } 10 \text{ marches par volée.}$$

$$n = H/2h \rightarrow n = 346/2(17) = 10,17 \rightarrow n = 10 \text{ contre marches.}$$

$$n' = n - 1 \rightarrow n = 10 - 1 \rightarrow n = 9 \text{ nombre de marches}$$

6.2.2.2 Inclinaison de limon

tang a/b

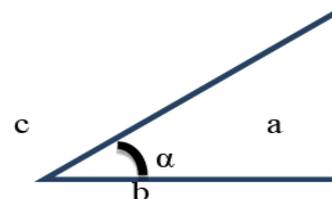


Figure 12. Inclinaison de limon

$$\text{Tang} = 173/252 = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.41$$

6.2.2.3 Longueur de limon

$$L = 173 / \sin \alpha = 308 \text{ m}$$

6.2.3 Calculs des marches

Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Tableau 5. Evaluation de l'inertie

G(0.3) (KN/m)	Q(0.3) (KN/m)	ELS(KN/m)	ELU(KN/m)	Iy(mm ⁴)
0.975	0.75	1.725	2.44	4.6*10 ⁴

On prend L*45*45*5 Iy = 7.84*10⁴

Vérification de la flèche

$$Q_{ser} = 1.725 + 0.038 = 1.763 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow f = 0.0043 \leq 0.052 \text{ ok}$$

6.2.3.1 Vérification de la résistance

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profile est de classe 3

$$\frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$0.51 \leq 0.519 \text{ ok}$$

Cornières L*45*45*5 pour les marches

6.2.4 Calcul de limon

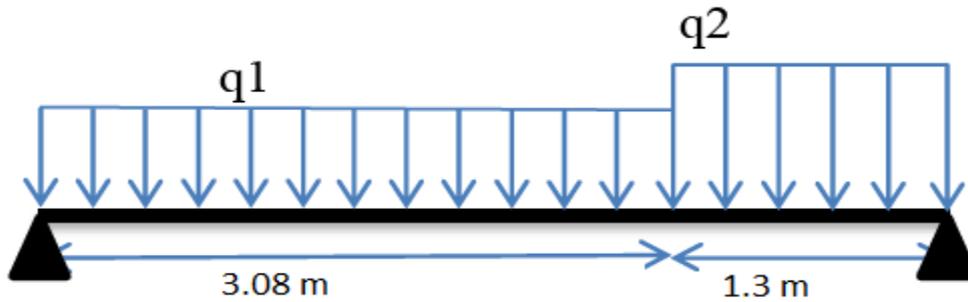


Figure 13. Représentation du limon

Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Tableau 6. Evaluation de l'inertie

G(1.3/2) (KN/m)	Q(1.3/2) (KN/m)	ELS(KN/m)	ELU(KN/m)	Iy(mm ⁴)
2.78	1.62	4.4	6.18	420.9*10 ⁴

On prend un UPN 140 avec $I_y = 605 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

Vérification de la flèche

$$Q_{ser} = 4.4 + 0.16 = 4.56 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow f = 0.017 \leq 0.01752 \text{ ok}$$

6.2.4.1 Vérification de la résistance

$$Q_u = 6.18 + 1.35 \cdot 0.16 = 6.396 \text{ KN/m.}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profile est de classe 1

$$\frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$15.32 \leq 18.45 \text{ ok}$$

UPN140 pour limon

6.2.5 Calcul de la poutre palière

Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

Tableau 7. Evaluation de l'inertie

G(4.38/2) (KN/m)	Q(4.38/2) (KN/m)	ELS(KN/m)	ELU(KN/m)	I _y (mm ⁴)
9.39	5.47	14.86	20.88	6622*10 ⁴

On prend un IPE300 avec I_y = 8356.1*10⁴ mm⁴

Vérification de la flèche

$$Q_{ser} = 14.86 + 0.42 = 15.28 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250} \rightarrow f = 0.013 \leq 0.0132 \text{ ok}$$

6.2.5.1 Vérification de la résistance

$$Q_u = 20.88 + 1.35 \cdot 0.42 = 21.44 \text{ KN/m.}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

Notre profile est de classe 1

$$\frac{Q_u \cdot L^2}{8} \leq \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$29.19 \leq 134.2 \text{ ok}$$

IPE300 pour la poutre palière

CHAPITRE 4

ETUDE DES PLANCHERS MIXTES

7.1 Introduction

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de :

- 1- Supporter les charges verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poutres et par la suite aux poteaux.
- 2- De transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux (palées de stabilité, poteaux de portique).d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

La figure 19 montre un exemple d'un plancher mixte.

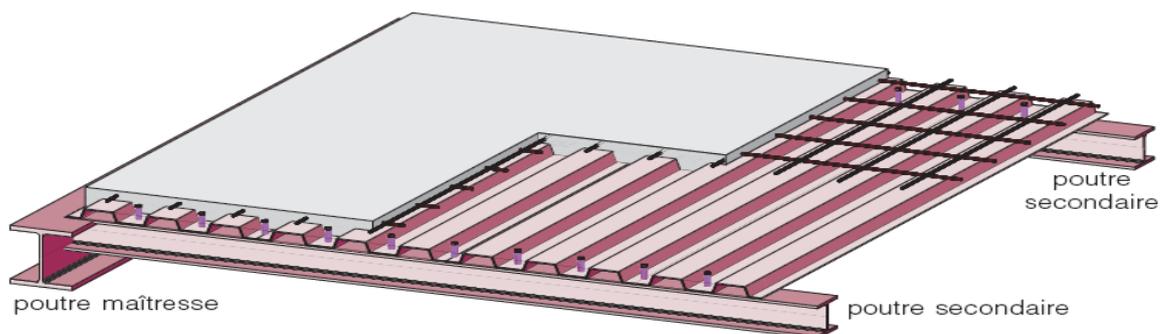


Figure 14. Structure mixte acier-béton avec une dalle mixte.

7.2 Etude de plancher terrasse

Le calcul se fait en deux phases :

- Phase de montage.
- Phase finale.

7.3 Vérification des solives

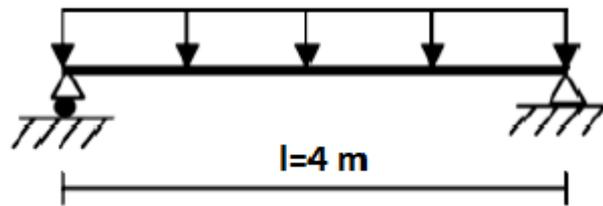


Figure 15. Schéma statique de la solive.

7.3.1 Vérification au stade de montage :

La longueur de solive la plus sollicitée 4m.
L'entraxe des solives est1.16m.

– Détermination des charges et surcharges

Le profile travail seul, donc les charges de la phase de construction sont comme suit :

a) charge permanente

Poids propre de profilé IPE160	: 0.158KN/m
Poids propre de béton frais.....	:25*1.16*0.12=3.48KN/m
Poids propre de la tôle et accessoire.....	:0.14*1.16=0.17KN/m
$G_{tot} = 3.48 + 0.158 + 0.17 = 3.8 \text{ KN/m.}$	

b) surcharge d'exploitation

Surcharge de construction + ouvrier : $1 * 1.16 = 1.16 \text{ KN/m.}$

– Combinaison d'action

– ELS :

$G + Q = 4.96 \text{ KN/m.}$

– ELU:

$1.35 G + 1.5 Q = 6.87 \text{ KN/m.}$

7.3.1.1 Vérification à la flèche

Il faut vérifier la relation suivante :

$$f = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5 \cdot 4,96 \cdot 10^{-2} \cdot 4,00^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,41} = 1,16 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 1,6 \rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

7.3.1.2 Vérification de la résistance à l'ELU

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec:

$$M_{sd} = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{6,87 \cdot 4^2}{8} = 13,74 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} \leq W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 93,3 * \frac{235 * 10^{-3}}{1} = 21,92 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow$ **la section est vérifiée à la résistance.**

D'où la section n'a pas besoin d'un étayement.

7.3.1.3 Vérification au déversement

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} * \beta_w * W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2.1}$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ classe 1.

χ_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \sqrt{\left[\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 Z_g - c_3 Z_j)^2 \right]} - (c_2 Z_g - c_3 Z_j) \right\}$$

Avec:

I_t : moment d'inertie de torsion.

I_w : moment d'inertie de gauchissement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

L : longueur de la poutre entre points latéralement maintenus.

C_1, C_2, C_3 sont des facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

K et K_w facteurs de longueur effective.

$$C_1 = 1,132, \quad C_2 = 0,459, \quad C_3 = 0,25,$$

$K = K_w = 1$ pas d'encastrement aux extrémités

$L = 400 \text{ cm.}$

$Z_g = Z_a - Z_s$

$Z_a = 8 \text{ cm.}$ Sous la charge verticale.

$Z_s = 0$ Section doublement symétrique. **EC3 Figure F.1.1**

$Z_j = 0$ Section doublement symétrique. **EC3 Art F.1.1**

$Z_g = Z_a - Z_s = 8 \text{ cm.}$

Pour l'IPe 160,

$I_z = 68.3 \text{ cm}^4; I_w = 3.96 \cdot 10^3; I_t = 3.6 \text{ cm}^4; G = 0.4E.$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 21000 \cdot 68.3}{(1 \cdot 400)^2} \left\{ \sqrt{\left[\frac{3960}{68.3} + \frac{(1 \cdot 400)^2 \cdot 0.4 \cdot 3.6}{\pi^2 68.3} + (0.459 - 8)^2 \right]} - (0.459 \cdot 8) \right\}$$

$M_{cr} = 22.51 \text{ KN.m}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.124 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{22.51 \cdot 10^{-3}}} = 1.29$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.29 > 0.4$ ya le risque de diversement.

Courbe (a) (profilé laminé) → d'après le tableau → $\chi_{LT} = 0.46$

$M_{sdy} = 13.4 \text{ KN.M} < 0.46 \cdot 124 \frac{23.5 \cdot 10^2}{1.1} = 12.18 \text{ KN.M.m}$ **NON Vérifié.**

On va utiliser des étaitements

7.3.2 Vérification au stade final

La longueur de solive la plus sollicité 4 m.

L'entraxe des solives est 1.16 m.

Après le durcissement du béton la section mixte (le profile et la dalle) travail ensemble.

- **Plancher terrasse**
- **Détermination des charges et surcharges**
 - a) **charge permanente**

Poids propre de profilé IPE160	: 0.158 KN/m
Poids propre de béton frais.....	: $2.5 \cdot 1.16 \cdot 0.12 = 3.48 \text{ KN/m}$
Poids propre de la tôle et accessoires.....	: $0.15 \cdot 1.16 = 0.17 \text{ KN/m}$
Etanchéité	: $0.016 \cdot 1.16 = 0.018 \text{ KN/m}$
Faux plafond	: $0.3 \cdot 1.16 = 0.348 \text{ KN/m}$
Forme de pente en béton	: $2.2 \cdot 1.16 = 2.55 \text{ KN/m}$
Gravillon	: $0.85 \cdot 1.16 = 0.986 \text{ KN/m}$
$G_{\text{tot}} = 3.48 + 0.158 + 0.17 + 0.018 + 0.348 + 2.55 + 0.986 = 7.54 \text{ KN/m.}$	

b) surcharge d'exploitation

Surcharge de construction + ouvrier : $1 \times 1.16 = 1.16 \text{ KN/m}$.

– **Combinaison d'action****ELS**

$G + Q = 8.7 \text{ KN/m}$.

ELU

$1.35 G + 1.5 Q = 11.919 \text{ KN/m}$.

– **Plancher étage courant**– **Détermination des charges et surcharges****a) charge permanente :**

Poids propre de profilé IPE160	: 0.158 KN/m
Poids propre de béton frais.....	: $2.5 \times 1.16 \times 0.12 = 3.48 \text{ KN/m}$
Poids propre de la tôle et accessoires.....	: $0.15 \times 1.16 = 0.17 \text{ KN/m}$
Carrelage + mortier	: $0.6 \times 1.16 = 0.696 \text{ KN/m}$
Faux plafond	: $0.3 \times 1.16 = 0.348 \text{ KN/m}$
Cloison	: $1 \times 1.16 = 1.16 \text{ KN/m}$
$G_{\text{tot}} = 3.48 + 0.158 + 0.17 + 0.696 + 0.348 + 1.16 = 6.012 \text{ KN/m}$.	

c) surcharge d'exploitation

Le bâtiment est pour usage d'habitation : $1.5 \times 1.16 = 1.74 \text{ KN/m}$.

– **Combinaison d'action**– **ELS**

$G + Q = 7.752 \text{ KN/m}$.

– **ELU**

$1.35 G + 1.5 Q = 10.72 \text{ KN/m}$.

7.3.2.1 Vérification de la résistance à l'ELU

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

a) Calcul de moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{11.91 \times 4^2}{8} = 23.82 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de la largeur participante de la dalle

La largeur collaborant du béton qui participe à l'inertie globale de la section mixte notée par b_{eff} , est donnée selon EC4.4.2.2.1, par :

$$b_{eff} = 2 * \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right].$$

Avec :

l_0 : longueur de la solive.

b : entraxe des solives.

$$b_{eff} = 2 * \min \left[\frac{4}{8}, \frac{1.16}{2} \right] = 1m.$$

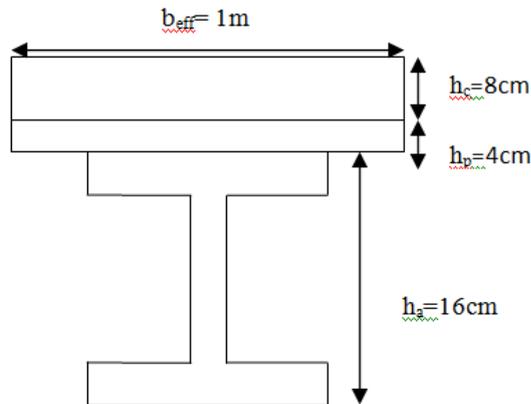


Figure 16. Largeur participante de la dalle.

a) La position de l'axe neutre

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{Ma}} \cdot f_y = \frac{23.1 * 23.5}{1.1} = 493.5 \text{ KN.}$$

$$F_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1 * 8 * \frac{0.85 * 25}{1.5} \cdot 10 = 1133.33 \text{ KN.}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre plastique est dans la dalle.

b) Calcul de Z

Z : la cote de l'axe neutre plastique (ANP) définie par rapport à la face supérieure de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \cdot \left(\frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right)} = \frac{493.5}{1 \cdot \left(\frac{0.85 * 25}{1.5} \right)} \cdot 10^{-1} = 3.48 \text{ cm.}$$

c) Calcul de moment résistant plastique

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 493.5 \cdot \left(\frac{16}{2} + 4 + -\frac{3.48}{2} \right) 10^{-2} = 90.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 90.11 > M_{sd} = 23.82 \rightarrow \text{La section est vérifiée en résistance.}$$

7.3.2.2 Vérification à la flèche

Il faut vérifier la relation suivante :

$$f = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m} \leq \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

a) Calcul de moment d'inertie mixte I_m

Le moment d'inertie est donné par :

$$I_m = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot t}{n} \left(\frac{t + b}{n} - d \right)^2$$

Avec :

A : La section de profile (solive).

IA : L'inertie de profile.

t : Epaisseur de la dalle.

b : La largeur de la dalle participante.

d : La distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre plastique.

Il est donné par la relation $d = \frac{b \cdot t}{n} * \frac{t+h}{2 \cdot s}$.

Avec :

$$\begin{cases} s = A + \frac{B}{n} = 20.1 + \frac{100 \cdot 12}{13.77} = 107.24 \text{ cm}^2. \\ B = b \cdot t = 100 \cdot 12 = 1200 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{D'où : } d = \frac{1200}{13.77} * \frac{12+16}{2 \cdot 107.12} = 11.38 \text{ cm.}$$

n : Coefficient d'équivalence Acier Béton

$$n = \frac{2 \cdot E_{acier}}{E_b} = \frac{2 \cdot 210000}{30500} = 13.77.$$

$$f = \frac{t+h}{2} - d = 2.62 \text{ cm.}$$

$$v_s = \frac{t}{2} + f = 8.62 \text{ cm.}$$

$$v_i = \frac{h}{2} + d = 18.38 \text{ cm.}$$

Et voila un schéma qui résume tout ces résultats.

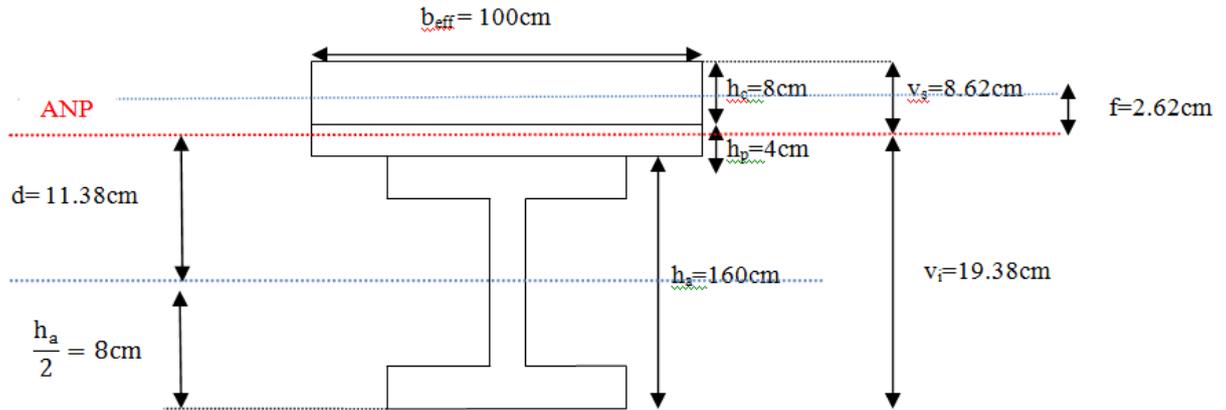


Figure 17. Position de l'axe neutre plastique.

$$I_m = 869 + 20.1 * 11.38^2 + \frac{100 * 12^3}{12 * 13.77} + \frac{100 * 12}{13.77} \left(\frac{12 + 100}{13.77} - 11.38 \right)^2 = 5436.2 \text{ cm}^4.$$

$$\rightarrow f_{cal} = \frac{5.9.14.10^{-2}.400^4}{384.2.1.10^6.5436.2} = 0.21 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 1.6 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

7.3.2.3 Vérification à l'effort tranchant

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{12.6 * 4}{2} = 25.2 \text{ KN.}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{E C 3 ART 5.4.6.2}$$

$$D'où : V_{pl.Rd} = \frac{9.66 * \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 119.14 \text{ KN.}$$

$V_{pl.Rd} > V_{sd} \rightarrow$ La résistance aux efforts tranchants est vérifiée.

7.3.2.4 Vérification au déversement

Ya pas risque de déversement a cause de la présence de plancher.

7.3.2.5 Calcul des contraintes

a) Contrainte due au moment fléchissant

– Contrainte dans la poutre acier

Fibre inférieure (traction) :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} v_i = \frac{23.82}{5436.2} \cdot 19.38 \cdot 10^3 = -84.91 \text{ Mpa.}$$

Fibre supérieure (traction) :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} (v_s - t) = \frac{23.82}{5436.2} \cdot (8.6 - 12) \cdot 10^3 = -14.89 \text{ Mpa.}$$

– **Contrainte dans la dalle béton**

Fibre supérieure (compression) :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} v_s = \frac{23.82}{15 \cdot 5436.2} \cdot 8.62 \cdot 10^3 = 2.74 \text{ Mpa.}$$

Fibre inférieure (traction) :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} (v_s - t) = \frac{23.82}{15 \cdot 5436.2} \cdot (8.6 - 12) \cdot 10^3 = -1.08 \text{ Mpa.}$$

b) Contrainte due au retrait

Après coulage de la dalle le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement). Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interfacé acier -béton. L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (Gradient thermique).

Ces effets provoquent :

-un raccourcissement ε_a de la poutre acier,

-un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

β : est la distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton.

$$\beta = \frac{h_a + t}{2} = \frac{16 + 12}{2} = 14 \text{ cm.}$$

α : est la distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène.

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{869}{20.1 \cdot 14} = 3.08 \text{ cm.} \quad K =$$

$$\frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(n \cdot I_a \cdot A_a) + (B \cdot I_a) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff} \cdot t = 100 \cdot 12 = 1200 \text{ cm}^2.$$

$$E_a = 2.1 \cdot 10^5 \text{ Mpa. } \varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$K = \frac{1200 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 20.1}{(13.77 \cdot 869 \cdot 20.1) + (1200 \cdot 869) + (1200 \cdot 20.1 \cdot 14^2)} = 0.16 \text{ KN/cm}^3$$

Y_1 : est la distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3.08 = 11.08 \text{ cm.}$$

Y_2 : la distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$Y_2 = Y_1 + t = 11.08 + 12 = 23.08 \text{ cm}$$

Les valeurs de contraintes sont :

– **les contraintes dans la poutre acier**

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 0.16 \cdot 11.08 = 1.77 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = 0.16 \cdot (16 - 11.08) \cdot 10 = 7.87 \text{ Mpa.}$$

– **les contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{n} = \frac{2.1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0.16 \cdot 11.08 \cdot 10}{13.77} = 1.76 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{n} = \frac{2.1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 0.16 \cdot 23.08 \cdot 10}{13.77} = 0.36 \text{ Mpa.}$$

c) contrainte finale

$$\sigma_{as} = -14.14 + 1.77 = -12.37 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{ai} = -82.35 + 7.87 = -74.48 \text{ MPA} < f_y = 235 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

7.4 Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour permettre de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et il est appelé 'connexion au cisaillement'.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

7.4.1 Dimensions du connecteur

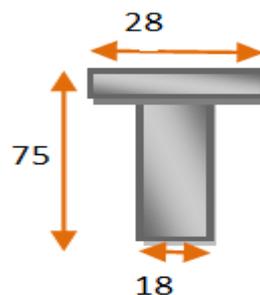


Figure 18. Dimensions de connecteur.

7.4.2 Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}

$$P_{Rd} = \begin{cases} 0.8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_v} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \\ 0.29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \end{cases}$$

Avec :

d : Diamètre du fut de goujons.

f_u : Résistance ultime en traction spécifique du goujon (400 Mpa).

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré (25Mpa).

E_{cm} : Module de young sécant du béton (30500Mpa).

γ_v : Coefficient de sécurité partiel = 1.25 :

α : Facteur correctif = 1 pour $h/d > 4$.

$$P_{Rd} = \begin{cases} 0.8 \cdot \frac{400}{1.25} \cdot \left(\frac{3.14 \cdot 18^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 65.11 \text{ KN.} \\ 0.29 \cdot \frac{1 \cdot 18^2}{1.25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 65.63 \text{ KN.} \end{cases}$$

D'où :

$P_{rd} = 65.11 \text{ KN.}$

7.4.3 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_{lf}

$$\begin{cases} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \\ 0.85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \end{cases}$$

Avec :

A_a : section d'acier soit 20.1cm².

f_y : 235 Mpa.

γ_a : Coefficient de sécurité d'acier 1.1.

$V_{lf} = \min (493.5, 1133.33\text{KN})$.

$V_{lf} = 493.5 \text{ KN.}$

7.4.4 Calcul le nombre de goujon

$$N_r = \frac{V_{lf}}{P_{Rd}} = \frac{493.5}{65.11} = 7.57$$

On choisit $N = 8$ goujons.

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m.}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$S_t < \min(6h_t; 800) = \min(720; 800)$$

$S_t = < 720$ condition vérifiée.

L'espacement est donner par:

$$S_t = \frac{l_{cr}}{N} = \frac{200}{8} = 25 \text{ cm.}$$

7.4.5 Vérification de la soudure

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F_{sd} \leq F_{w.Rd}$$

$$a < \min(d; t_f)$$

a : la gorge.

$$a < \min(18; 7.4) = 7.4 \text{ mm.}$$

On prend $a = 7.5 \text{ mm}$.

$$L = \pi * d.$$

L : est la longueur de cordon de soudure circulaire.

$$L = 3.14 * 18 = 56.52 \text{ mm.}$$

L'effort résistant de cisaillement est :

$$F_{w.Rd} = a * l * \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{MW} \cdot \sqrt{3}}$$

Avec :

$$f_u = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\beta_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$F_{w.Rd} = 7.5 * 56.52 * \frac{400 * 10^{-3}}{0.8 * 1.25 * \sqrt{3}} = 97.89 \text{ KN.}$$

L'effort sollicitant est donner par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{493.5}{8} = 61.68 \text{ KN.}$$

D'où : $F_{sd} \leq F_{w.Rd}$ **la condition est vérifiée**

7.5 Ferrailage de la dalle

Pour une dalle repose sur deux appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.16}{4} = 0.29 < 0.4$$

$\rho < 0.4 \rightarrow$ Alors la dalle travaille suivant une direction comme une poutre, la flexion selon l_y est négligeable.

- Le moment en travée :

$$M_t = 0.75M_0.$$

- Le moment à l'appui :

$$M_a = -0.5M_0.$$

7.5.1 Détermination des charges et surcharges

- **Plancher terrasse**

$$G = 6.9 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35.G + 1.5Q = 10.81 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.9 \text{ KN/m}^2.$$

- **Plancher courant**

$$G = 6.73 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35.G + 1.5Q = 11.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 8.23 \text{ KN/m}^2.$$

Le plancher courant est le plus sollicité, donc on ferraille tout les dalles de même.

7.5.2 Calcul des sollicitations

- Calcul de M_0 :

$$M_0 = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{11.33 * 1.16^2}{8} = 1.9 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de moment en travée M_t :

$$M_t = 0.75 M_0 = 1.42 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de moment en appui :

$$M_a = -0.5M_0 = -0.95 \text{ KN.m.}$$

7.5.3 Calcul des armatures

– **En travée :**

$$M_t = 1.42 \text{ KN.m. } b = 1\text{m. } h = 12 \text{ cm. } d' = 3\text{cm. } d = 9 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1.42}{1 * 0.09^2 * 14.2 * 10^3} = 0.0123 < 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.013$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 9 * (1 - 0.4 * 0.013) = 8.95 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{1.22}{0.0895 * 348 * 10^3} 10^4 = 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.09 * \frac{2.1}{400} 10^4 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) \rightarrow = 1.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

– **Armatures en appui**

$$M_t = -0.950 \text{ KN.m. } b = 1\text{m. } h = 12\text{cm. } d' = 3\text{cm. } d = 9 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.95}{1 * 0.09^2 * 14.2 * 10^3} = 0.0082 < 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0092$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 9 * (1 - 0.4 * 0.0092) = 8.96 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{0.856}{0.086 * 348 * 10^3} 10^4 = 0.28 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.09 * \frac{2.1}{400} 10^4 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) \rightarrow = 1.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section des armatures est très faible, dans ce cas on va utiliser le treille-soudé.

CHAPITRE 5

MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

8.1 Introduction

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel ROBOT. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

8.2 Etapes de la modélisation de la structure

- Définition des sections :

Tableau 8. Tableau des sections adoptées.

Sections	poteaux	p. principale	p. secondaire	solives
RDC	HEA200	IPE200	IPE180	IPE160
Niveau 1	HEA200	IPE200	IPE180	IPE160
Niveau 2	HEA200	IPE200	IPE180	IPE160
Niveau3	HEA200	IPE200	IPE180	IPE160
Profils adoptés pour la modélisation	HEA240	IPE330	IPE280	IPE160

- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies
- Définition des charges a appliqué
- Introduction du spectre de réponse
- Définition des combinaisons de charges
- Définition des conditions aux limites
- Lancer l'analyse

1^{ère} Disposition

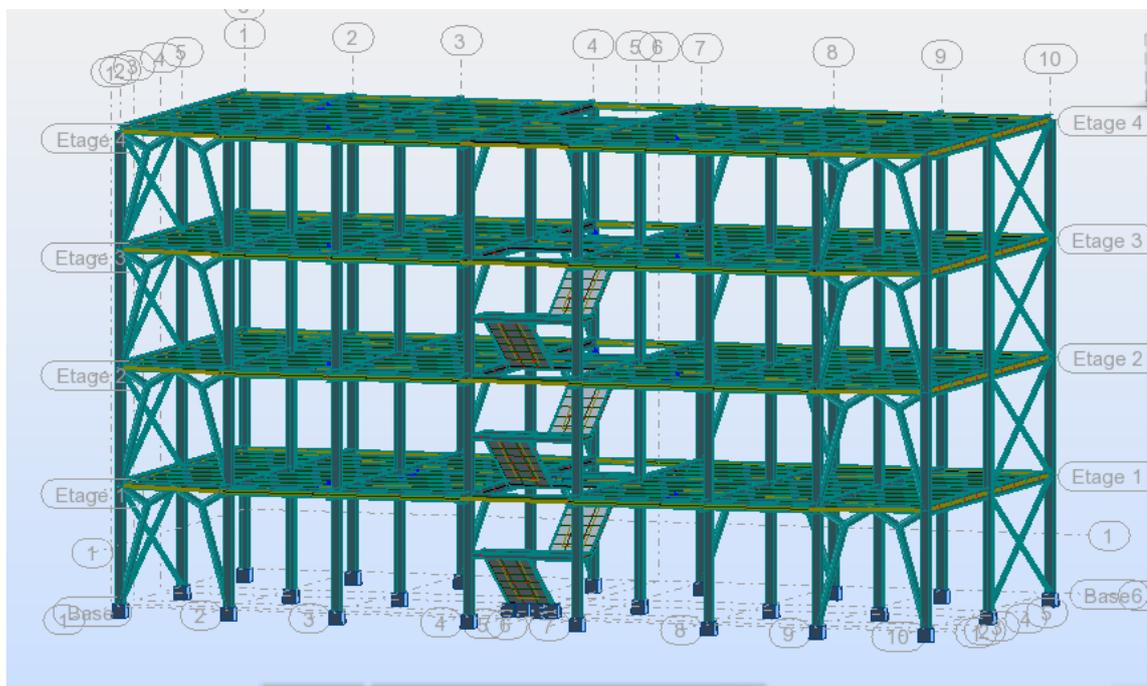


Figure 19. Vue de la structure

8.3 Justification de la structure vis-à-vis de comportement sismique

- Pourcentage de participation de masse :

Tableau 9. Pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	2,06	0,49	82,37	0,69	0,0	82,37	0,69	0,0	605699,46	605699,46
5/ 2	2,42	0,41	83,28	80,78	0,0	0,91	80,09	0,0	605699,46	605699,46
5/ 3	3,72	0,27	83,28	80,87	0,0	0,00	0,10	0,0	605699,46	605699,46
5/ 4	5,38	0,19	96,16	81,01	0,0	12,89	0,13	0,0	605699,46	605699,46
5/ 5	8,01	0,12	96,20	93,23	0,0	0,03	12,23	0,0	605699,46	605699,46
5/ 6	8,42	0,12	96,20	93,24	0,0	0,00	0,00	0,0	605699,46	605699,46
5/ 7	8,45	0,12	96,20	93,35	0,0	0,00	0,12	0,0	605699,46	605699,46
5/ 8	8,47	0,12	96,20	93,35	0,0	0,00	0,00	0,0	605699,46	605699,46
5/ 9	8,47	0,12	96,20	93,38	0,0	0,00	0,03	0,0	605699,46	605699,46
5/ 10	8,59	0,12	96,20	96,18	0,0	0,01	2,80	0,0	605699,46	605699,46

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

a) Les réponses modales de la structure

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 :

Translation suivant X-X, période T = 0.49s, taux de participation de la masse 82.37%

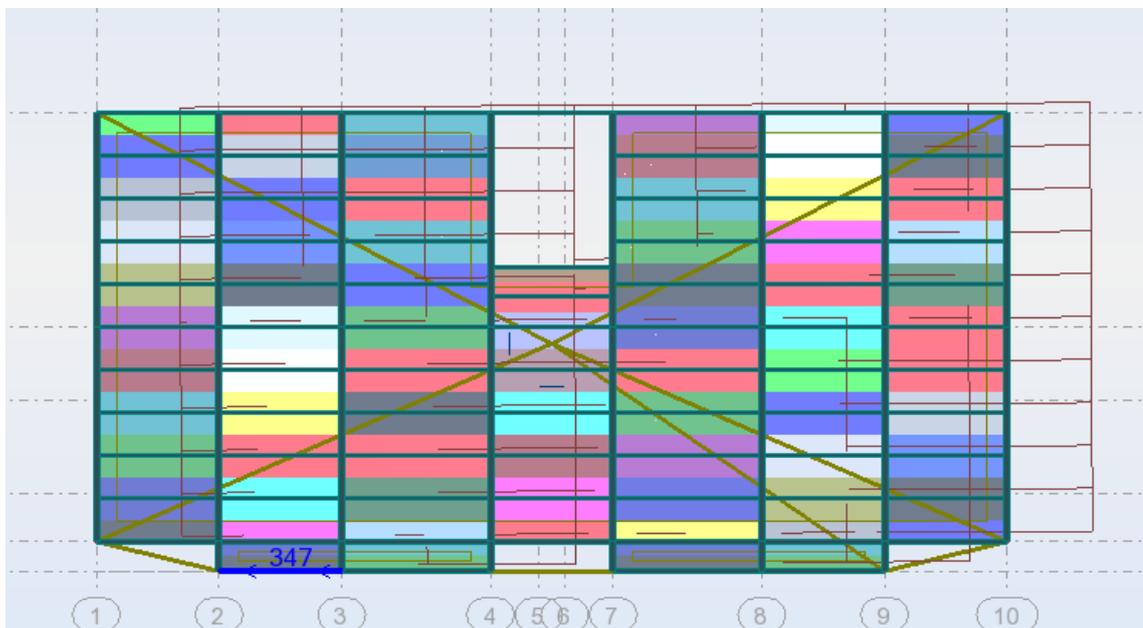


Figure 20. Mode de déformation 1.

Mode 2 :

Translation suivant Y-Y, période $T = 0.41s$, taux de participation de la masse 83.28%

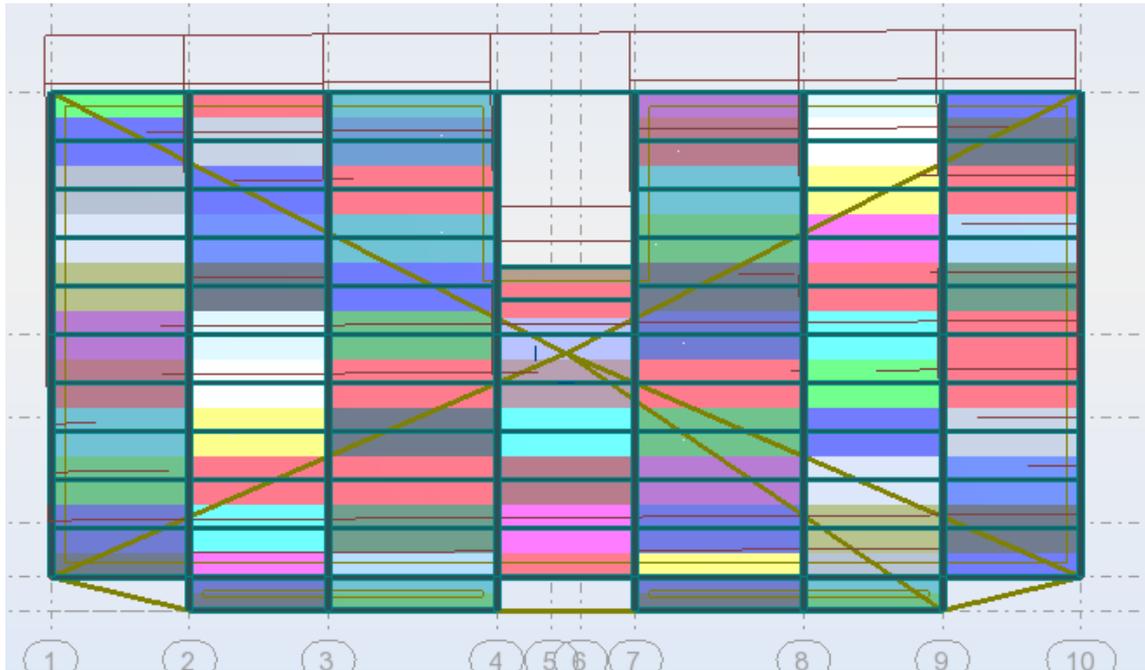


Figure 21. Mode de déformation 2.

Mode 3 :

Rotation suivant Z-Z, période $T = 0.27s$, taux de participation de la masse 83.28%

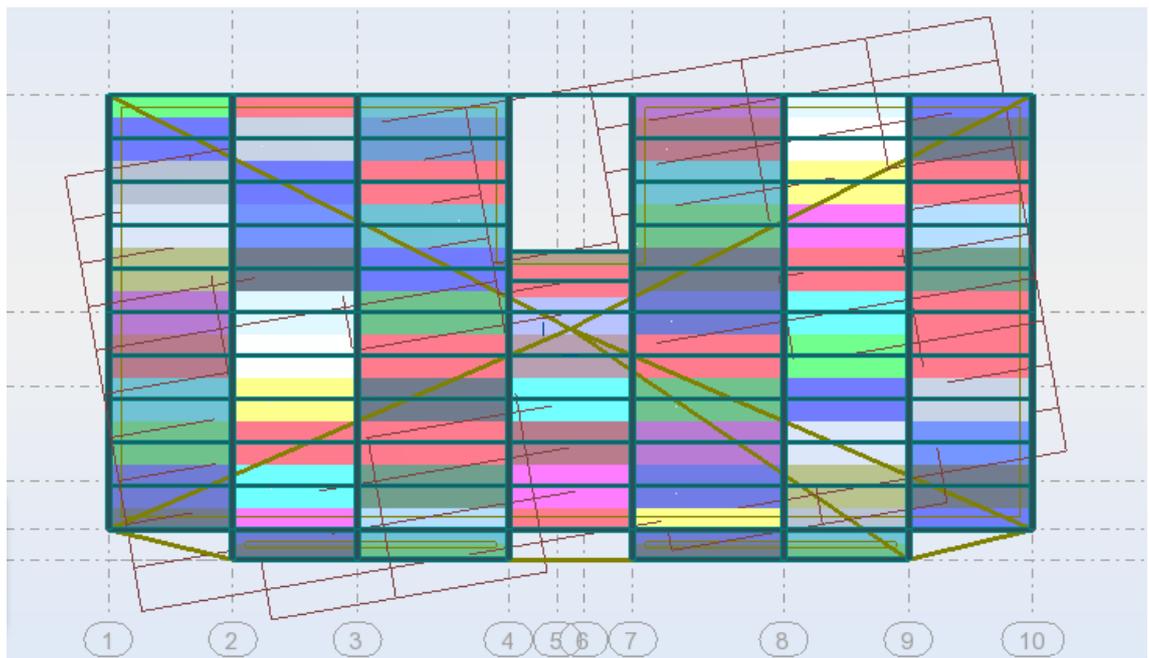


Figure 22. Mode de déformation 3.

8.3.1 Vérification de la force sismique à la base

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les résultats sont comme suit :

-Effort sismique dans le sens X : $V_t = 958.66$ KN

-Effort sismique dans le sens Y : $V_t = 1040.25$ KN

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V : effort tranchant total de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

W : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Dans notre cas :

-Le coefficient d'accélération de zone $A = 0.2$

-Le facteur de qualité $Q = 1.05$

-Le coefficient de comportement global de la structure $R=3$

– Calcul de poids total de la structure W

D'après les résultats de la modélisation :

$W_G = 2998.52$ KN.

$W_Q = 1586.89$ KN.

Donc $W = W_G + \beta W_Q = 3315.89$ KN.

– Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D

Selon le RPA99 :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{3}{2}} & T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$$\eta = 1 \text{ (déterminer en chapitre 2)}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s.}$$

Selon le RPA toujours, la période fondamentale de notre structure est estimée à :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

C_t : est un coefficient, contreventement assure partiellement ou totalement par des palées triangulées et des murs en maçonnerie donc on aura $C_t = 0.05$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 13.84 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times (13.84)^{3/4} = 0.35 \text{ s}$$

Et la valeur de T calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : $T = 0.49 \text{ s}$

Donc :

$0.49 \text{ s} > T + 30\%T = 0.45$ La condition n'est pas vérifiée mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisque il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

On voit que :

$$0 < T = 0.35 < T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_x = D_y = 2.5 \eta = 2.5$$

D'où :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.2 \times 2.5 \times 1.05}{3} \times 3315.89 \Rightarrow V = 580.28 \text{ KN.}$$

Et la condition préconisée par le RPA99 concernant l'effort tranchant est montré dans le tableau suivant :

Tableau 10. Résultantes des forces sismique a la base

	Vt (KN)	V (KN)	80%V (KN)	Vt > 80%V (KN)
Vy	1040.25	580.28	464.22	vérifiée
Vx	958.66	580.28	464.22	vérifiée

8.4 Vérification des déplacements

Le D.T.R RPA99 V2003 précisent que le déplacement horizontale est calculer sous l'effort sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limité les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents a 1% de la hauteur d'étage (art 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

-R : le coefficient de comportement (R =3)

- δ_{ek} déplacement due à la force sismique

Tableau 11. Déplacement selon le sens XX

Déplacement suivant la direction XX						
niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	∇_k (cm)	1.0% h_k (cm)
RDC	3.46	1	3	3	3	3.46
Etage 1	3.46	2.4	3	7.2	4.2	3.46
Etage 2	3.46	3.6	3	10.8	3.6	3.46
Etage 3	3.46	4.3	3	12.9	2.1	3.46

Tableau 12. Déplacement selon le sens YY

Déplacement suivant la direction YY						
niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	∇_k (cm)	1.0% h_k (cm)
RDC	3.46	0.7	3	2.1	2.1	3.46
Etage 1	3.46	1.7	3	5.1	3	3.46
Etage 2	3.46	2.7	3	8.1	3	3.46
Etage 3	3.46	3.6	3	10.8	2.7	3.46

On voit bien que les déplacements relatifs selon le sens XX ne sont pas vérifiées a cause de type des palés de stabilité qui ne nous offre pas une meilleur rigidité et aussi le sens d'orientation des poteaux qui présentent un inertie faible selon cette direction Donc pour offrir à notre structure plus de rigidité selon l'axe X et réduire les déplacements on ajoute un 5^{ème} contreventement suivant cette direction mais cette fois X les résultats de ce 2^{ème} modèle sont présenté ci-après :

2^{ème} Disposition

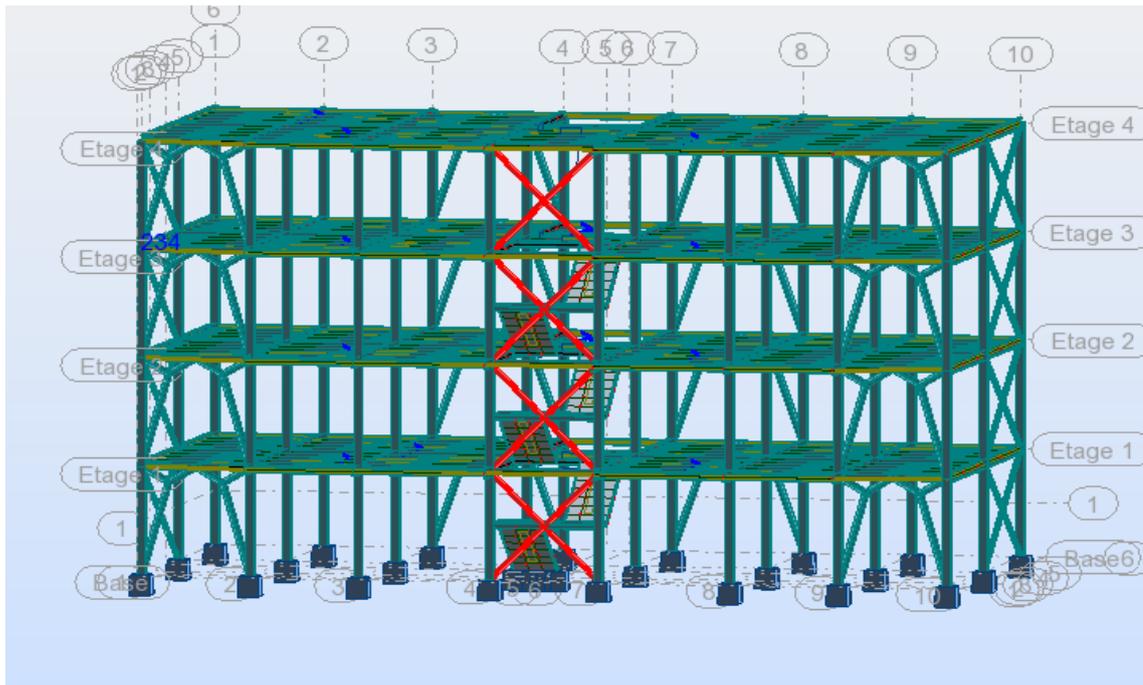


Figure 23. Vue de la structure après avoir ajouté un contreventement en X

8.5 Revérification après le renforcement

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	2,31	0,43	73,76	6,00	0,0	73,76	6,00	0,0	605699,46	605699,46
5/ 2	2,43	0,41	79,90	80,82	0,0	6,14	74,82	0,0	605699,46	605699,46
5/ 3	3,80	0,26	80,25	80,94	0,0	0,35	0,12	0,0	605699,46	605699,46
5/ 4	6,83	0,15	95,75	81,03	0,0	15,50	0,09	0,0	605699,46	605699,46
5/ 5	8,02	0,12	95,78	93,19	0,0	0,03	12,16	0,0	605699,46	605699,46
5/ 6	8,42	0,12	95,78	93,19	0,0	0,00	0,01	0,0	605699,46	605699,46
5/ 7	8,45	0,12	95,78	93,31	0,0	0,00	0,12	0,0	605699,46	605699,46
5/ 8	8,47	0,12	95,78	93,31	0,0	0,00	0,00	0,0	605699,46	605699,46
5/ 9	8,47	0,12	95,78	93,34	0,0	0,00	0,03	0,0	605699,46	605699,46
5/ 10	8,59	0,12	95,78	96,24	0,0	0,00	2,90	0,0	605699,46	605699,46

Figure 24. Pourcentage de participation de masse (2^{ème} disposition)

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

Les réponses modales de la structure

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 :

Translation suivant X-X, période $T = 0.43s$, taux de participation de la masse 73.76%

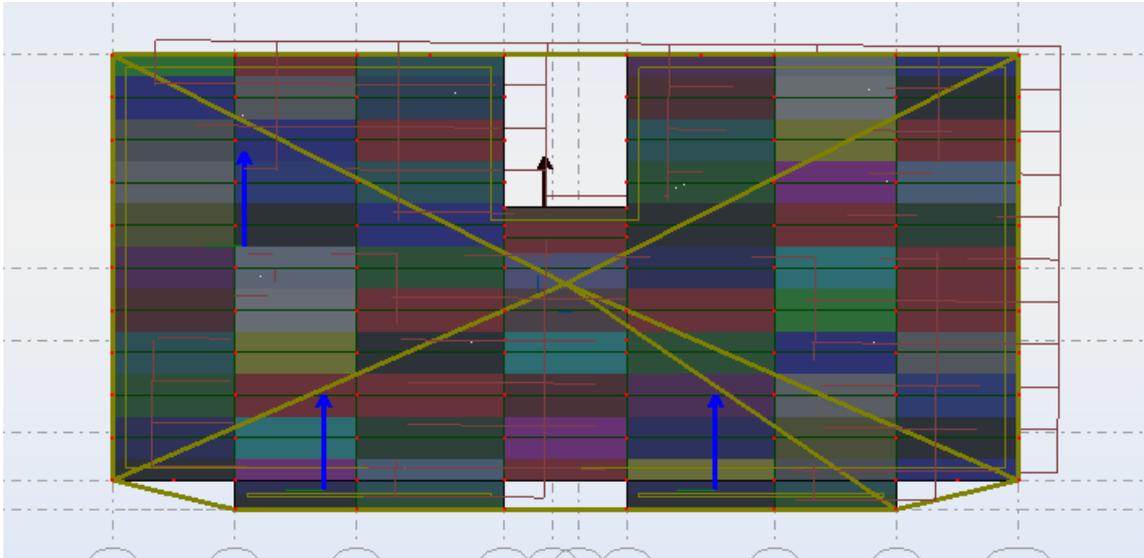


Figure 25. Mode de déformation 1.

Mode 2 :

Translation suivant Y-Y, période $T = 0.41s$, taux de participation de la masse 79.90%

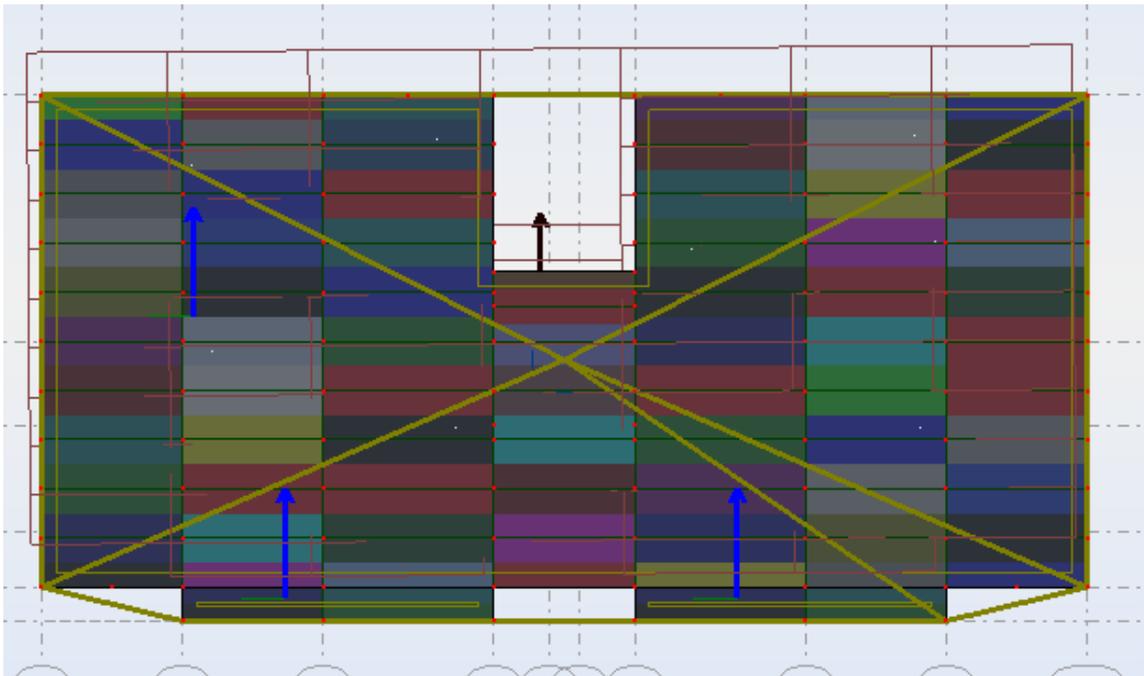
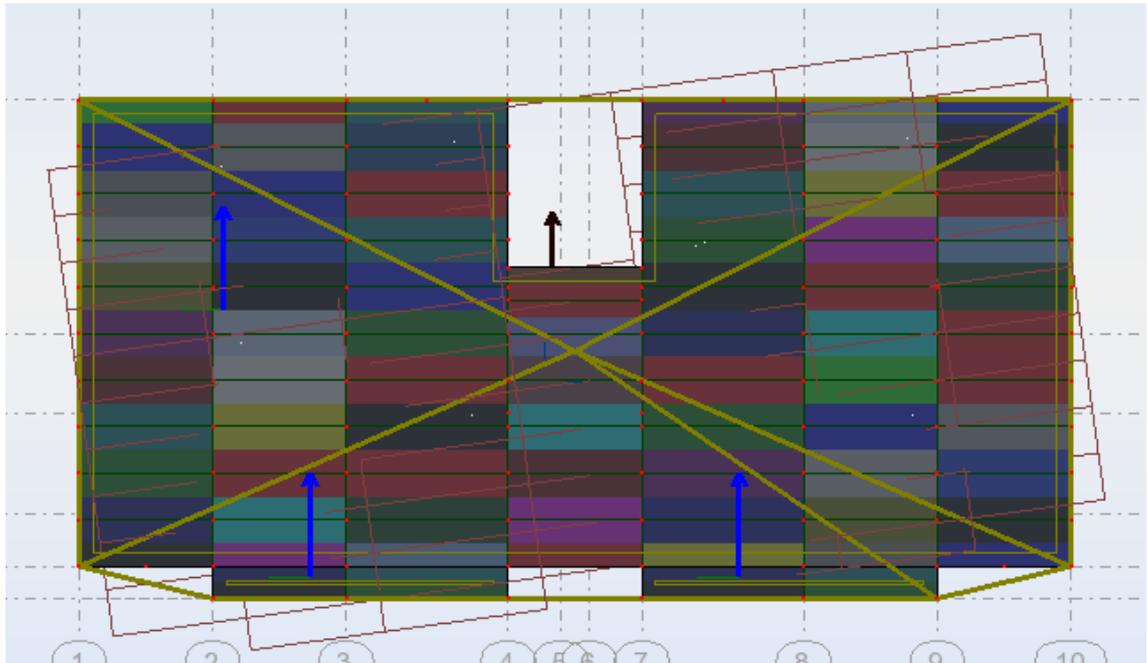


Figure 26. Mode de déformation 2.

Mode 3 :Rotation suivant Z-Z, période $T = 0.26s$, taux de participation de la masse 80.25%**Figure 27.** Mode de déformation 3.

Pour les autres résultats on les résume dans le tableau suivant :

Tableau 13. Les résultats de vérification

Vérification de l'effort tranchant						
V_t (KN)	80%V (KN)	$V_t > 80\%V$ (KN)				
$V_x = 992.22$	446.22	vérifiée				
$V_y = 1030.6$	446.22	vérifiée				
Vérification de la période						
T_{statique} (s)	T_{emp} (s)	$T_{\text{emp}} < T_{\text{statique}} + 30\%T_{\text{statique}}$				
0.35	0.43	0.43 < 0.45 vérifié				
Vérification de déplacement selon le sens XX						
niveau	h_k (m)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	∇_k (cm)	1.0% h_k (cm)
RDC	3.46	0.7	3	2.1	2.31	3.46
Etage 1	3.46	1.7	3	5.1	3	3.46
Etage 2	3.46	2.7	3	8.1	3	3.46
Etage 3	3.46	3.6	3	10.8	2.7	3.46

Les déplacements relatifs sont vérifiés.

8.6 Effet de second ordre P-Δ

L'effet (P-Δ) est lié à :

- La charge axiale P
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure

Les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatifs du niveau 'k' par rapport au niveau 'K-1'

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

h_k : Hauteur d'étage 'K'

Si $\theta > 0.2$ La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

La distribution de l'effort tranchant sur les étages

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes.

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T \times V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

$$T = 0,35s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

L'application de cette formule permet de trouver les résultats suivants :

Tableau 14. La distribution de la résultante des forces sismiques.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
RDC	3.46	1767.9	6116.934	422.4
1 ^{er} étage	6.92	1767.9	12233.868	286.32
2 ^{ème} étage	10.38	1767.9	18350.802	184.21
3 ^{ème} étage	13.84	2026.9	28052.296	92.11
La somme			64753.9	975.04

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 15. Effet P- Δ

niveau	∇_k (cm)	$P_k(t)$	$V_k(t)$	h_k (cm)	θ_k
RDC	2.1	556.27	42.24	346	0.079
Etage 1	3	378.48	28.632	346	0.1
Etage 2	3	202.69	18.421	346	0.095
Etage 3	2.7	0	9.211	346	0

Observation : Donc les effets P- Δ peuvent être négligés

8.7 Vérification des éléments

Après avoir validé notre modèle de calcul, nous allons actuellement passer au dimensionnement des éléments principaux

8.7.1 Vérification de la poutre principale IPE330

La longueur de la poutre $L = 5.8\text{m}$. Les efforts sont tirés à partir de ROBOT sous la combinaison G+Q+EX (la plus défavorable)

$V_{sd} = 45.46\text{KN}$.

$M_{sd} = 56.87\text{KN.m}$.

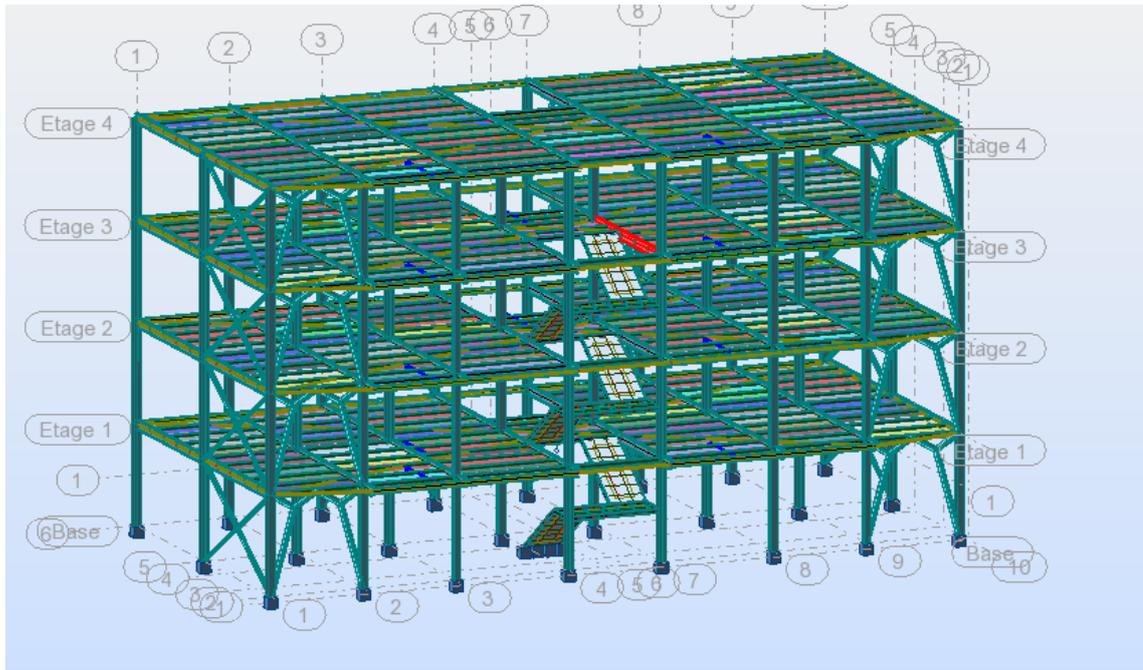


Figure 28. La poutre principale la plus sollicitée.

8.7.1.1 Vérification manuel

A) Vérification de la flèche

On a : $I_y = 11770\text{mm}^4$, $l = 5.8\text{m}$, $q_s = 24.74\text{ KN/m}$.

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_y} = 1.47\text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{580}{250} = 2.32\text{cm.} \quad \text{ok.}$$

c) Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 45.46\text{KN.}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{E C 3 ART 5.4.6.2}$$

$$D'où : \quad V_{pl.Rd} = \frac{3081 \cdot \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 380\text{KN.}$$

$V_{pl.Rd} > V_{sd} \rightarrow$ La résistance aux efforts tranchants est vérifiée.

d) Vérification au moment résistant

$$M_{sd} = 56.87\text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} \leq W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 804.3 \cdot \frac{235 \cdot 10^{-3}}{1.1} = 171.82\text{KN.m.}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd}$ → la section est vérifiée en résistance.

e) Vérification au déversement

Ya pas de risque de déversement car il est empêché par la présence lu plancher.

8.7.1.2 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER			

NORME : Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992) TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces			

FAMILLE : PIECE : 211 Poutre_211 POINT : 1 COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m			

CHARGEMENTS : <i>Cas de charge décisif :</i> 11 G+Q+EY (1+2+8)*1.00			

MATERIAU : ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa $f_{yb} = 235.00$ MPa			

	PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330		
h=33.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=16.0 cm	Ay=36.80 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=713.15 cm ³	Welz=98.52 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :			
N.sd = 0.00 kN	My.sd = -56.87 kN*m		
Nc.rd = 1337.50 kN	Mply.rd = 171.85 kN*m		
	Mny.rd = 171.85 kN*m		Vz.sd = 45.46 kN
			Vplz.rd = 380.00 kN
			Classe de la section
= 1			

	PARAMETRES DE DEVERSEMENT :		

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :			
	en y :		en z :

FORMULES DE VERIFICATION :			
$M_{y.sd} / M_{ny.rd} = 56.87 / 171.85 = 0.33 < 1.00$ (5.23)			
$V_{z.sd} / V_{plz.rd} = 0.12 < 1.00$ (5.20)			

DEPLACEMENTS LIMITES

 **Flèches**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 2.3 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00

$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 2.3 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00

 **Déplacements** Non analysé

Profil correct !!!

8.7.2 Vérification de la poutre secondaire IPE200 :

La longueur de la poutre $L = 4\text{m}$ les efforts sont tirés à partir du ROBOT:

Sous la combinaison G+Q+Ex

$V_{sd} = 11.76\text{KN}$.

$M_{sd} = 11.26 \text{ KN.m}$.

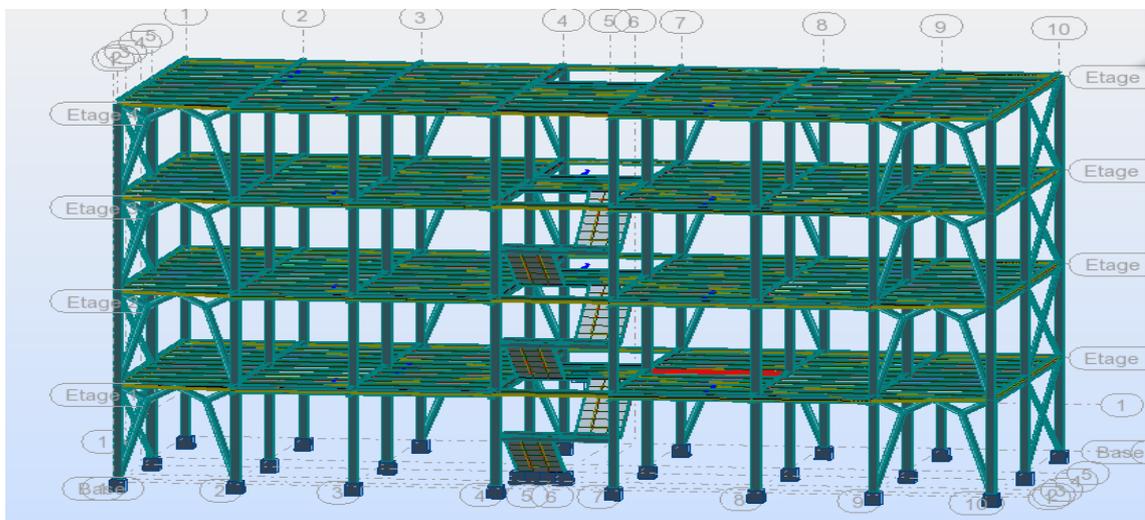


Figure 29. La poutre secondaire la plus sollicitée.

8.7.2.1 Vérification manuel

a) Vérification de la flèche

On a : $I_y = 1591\text{mm}^4$, $l = 4\text{m}$, $q_s = 8.18 \text{ KN/m}$.

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot p_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_y} = 0.8 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.6\text{cm}. \quad \text{ok.}$$

b) Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 11.76 \text{ kN.}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{E C 3 ART 5.4.6.2}$$

$$D'où : V_{pl.Rd} = \frac{11.5 \cdot \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 141.84 \text{ kN.}$$

$V_{pl.Rd} > V_{sd} \rightarrow$ *La résistance aux efforts tranchants est vérifiée.*

c) Vérification au moment résistant

$$M_{sd} = 11.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} \leq W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 221 * \frac{235 * 10^{-3}}{1.1} = 47.21 \text{ kN.m.}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow$ **la section est vérifiée en résistance.**

d) Vérification au déversement

Ya pas de risque de déversement car il est empêché par la présence du plancher.

8.7.2.2 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER			

NORME : <i>Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)</i>			
TYPE D'ANALYSE : <i>Vérification des pièces</i>			

FAMILLE :			
PIECE : <i>33 Poutre_33</i>	POINT : <i>1</i>	COORDONNEE : <i>x =</i>	
<i>0.00 L = 0.00 m</i>			

CHARGEMENTS :			
<i>Cas de charge décisif : 9 G+Q+EX (1+2+6)*1.00</i>			

MATERIAU :			
<i>ACIER E24 fy = 235.00 MPa fyt = 235.00 MPa</i>			

			
PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 200			
<i>h=20.0 cm</i>	<i>gM0=1.10</i>	<i>gM1=1.10</i>	
<i>b=10.0 cm</i>	<i>Ay=17.00 cm2</i>	<i>Az=14.00 cm2</i>	<i>Ax=28.48 cm2</i>
<i>tw=0.6 cm</i>	<i>Iy=1943.17 cm4</i>	<i>Iz=142.37 cm4</i>	<i>Ix=7.02 cm4</i>
<i>tf=0.9 cm</i>	<i>Wely=194.32 cm3</i>	<i>Welz=28.47 cm3</i>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :			
<i>N.sd = -0.00 kN</i>	<i>My.sd = -11.26 kN*m</i>		
<i>Nt.rd = 608.44 kN</i>	<i>Mply.rd = 47.14 kN*m</i>		
	<i>Mny.rd = 47.14 kN*m</i>		<i>Vz.sd = 11.76 kN</i>
			<i>Vplz.rd = 172.63 kN</i>

Classe de la section

= 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y : en z :

FORMULES DE VERIFICATION :
 $M_{y.sd}/M_{ny.rd} = 11.26/47.14 = 0.24 < 1.00$ (5.23)
 $V_{z.sd}/V_{plz.rd} = 0.07 < 1.00$ (5.20)

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 1.6 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00

$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 1.6 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00

Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

8.7.3 Vérification des poteaux HEB240

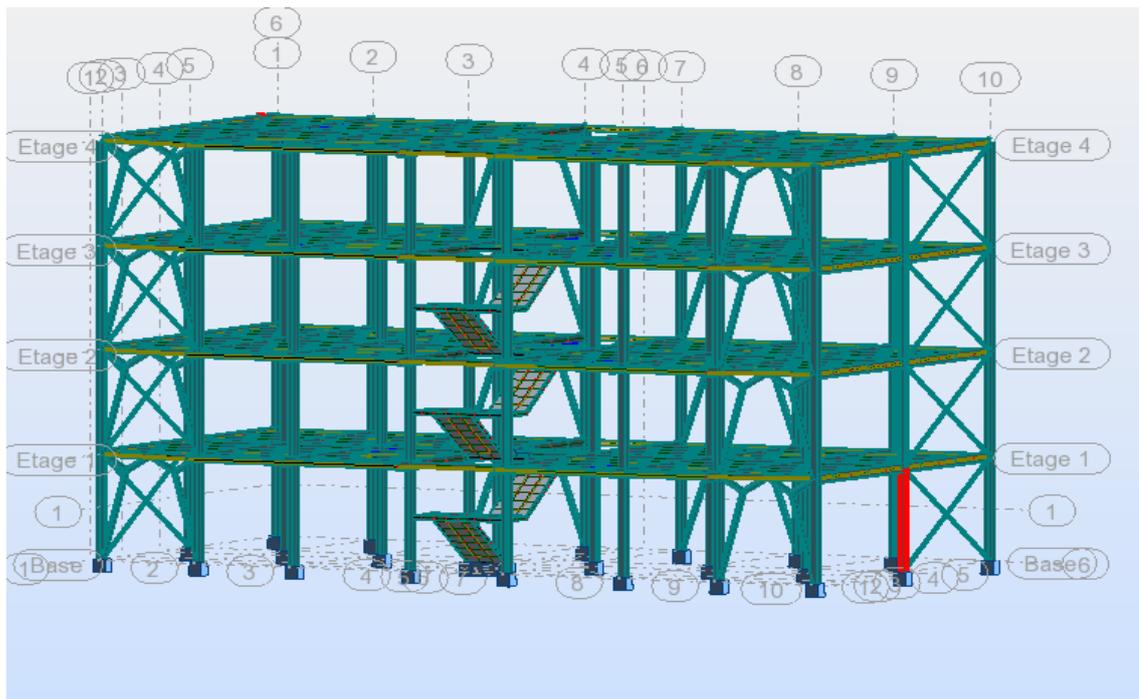


Figure 30. Le poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT :

$$H = 3.46\text{m.}$$

$$N = 795.69 \text{ KN.}$$

$$M_y = 21.7 \text{ KN.m.}$$

$$V_{sd} = 10 \text{ KN.}$$

a) Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 10 \text{ KN.}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{E C 3 ART 5.4.6.2}$$

$$D'où : V_{pl.Rd} = \frac{33.23 \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 409.86 \text{ KN.}$$

$V_{pl.Rd} > V_{sd} \rightarrow$ La résistance aux efforts tranchants est vérifiée.

b) Vérification au moment résistant

$$M_{sd} = 21.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} \leq W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1053 * \frac{235 * 10^{-3}}{1.1} = 224.95 \text{ KN.m.}$$

$M_{sd} \leq M_{Rd} \rightarrow$ la section est vérifiée en résistance.

c) Vérification sous l'effort normal

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{106 * 235 * 10^2}{1.1} = 2264.54 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 795.69 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que :

$$0.5 N_{plrd} = 0.5 * 2264.54 = 1132.27 > 795.69 \text{ OK.}$$

d) Vérifications à la stabilité

Vérification au flambement

Calcul de l'élanement réduit

- Classe de la section (détermination de β_A)

D'après le tableau, l'HEB240 est de classe 01 en flexion seul. Il aussi de classe 01 en compression seule. Donc HEB240 est de classe 01 en flexion compression, ce qui donne $\beta_A=1$.

- Longueurs de flambement

$$L_{ky} = 1.73\text{m} ;$$

$$L_{kz} = 1.73\text{m}.$$

– **Les rayons de giration**

$$i_y = 10.31\text{cm}.$$

$$i_z = 6.08\text{cm}.$$

– **Les élancements**

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{173}{10.31} = 16.77.$$

$$\lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{173}{6.08} = 28.45.$$

D'où :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{16.77}{93.9} \sqrt{1} = 0.17 < 0.2 \text{ pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{28.45}{93.9} \sqrt{1} = 0.3.$$

Donc : $\bar{\lambda}_z = 0.3$

On voit bien que $\bar{\lambda}_{max} = 0.3 > 0.2$. Alors la vérification au flambement est indispensable.

Et elle est comme suit :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} \leq 1.$$

– **Calcul de N_{sd} et M_{sd}**

$$N = 795.69 \text{ KN}.$$

$$M_{sdy} = 21.7 \text{ KN.m}$$

– **Le coefficient de réduction**

On a :

$$h/b = 240/240 = 1 > 1.2$$

$$t_f = 17\text{mm} < 40\text{mm}.$$

On aura :

Flambement /zz : courbe (b) et $\bar{\lambda}_z = 0.3 \rightarrow \chi_z = 0.9641$.

D'où :

$$\chi_z = 0.9641.$$

– Le facteur d'amplification

$$k_z = 0.73 \leq 1.5.$$

Avec :

$$\beta_{My} = 2.47$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply}}{W_{ely}} - 1.$$

$$\mu_z = 0.81 < 0.9.$$

$$k_z = 0.73 \leq 1.5$$

Donc finalement :

$$\frac{795.69}{0.9641 * 106 * 23.5/1.1} + \frac{0.73 * 21.7 * 10^2}{498.4 * 23.5/1.1} = 0.51 \leq 1.$$

La stabilité de ce poteau au flambement flexion est vérifiée.

8.7.3.1 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER			

NORME : <i>Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)</i>			
TYPE D'ANALYSE : <i>Vérification des pièces</i>			

FAMILLE :			
PIECE : <i>667 Poteau_667</i>	POINT : <i>1</i>	COORDONNEE : <i>x =</i>	
<i>0.00 L = 0.00 m</i>			

CHARGEMENTS :			
<i>Cas de charge décisif : 12 G+Q-EY (1+2)*1.00+8*-1.00</i>			

MATERIAU :			
ACIER E24 <i>f_y = 235.00 MPa</i> <i>f_{yb} = 235.00 MPa</i>			

	PARAMETRES DE LA SECTION : HEB 240		
<i>h=24.0 cm</i>	<i>gM0=1.10</i>	<i>gM1=1.10</i>	
<i>b=24.0 cm</i>	<i>A_y=81.60 cm²</i>	<i>A_z=33.23 cm²</i>	<i>A_x=105.99 cm²</i>
<i>tw=1.0 cm</i>	<i>I_y=11259.30 cm⁴</i>	<i>I_z=3922.66 cm⁴</i>	<i>I_x=107.00 cm⁴</i>
<i>tf=1.7 cm</i>	<i>W_{ely}=938.27 cm³</i>	<i>W_{elz}=326.89 cm³</i>	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N.sd = 795.69 kN	My.sd = 21.70 kN*m	Mz.sd = 2.08 kN*m	Vy.sd = 1.17 kN
Nc.rd = 2264.25 kN	Mply.rd = 225.00 kN*m	Mplz.rd = 106.48 kN*m	Vply.rd = 1006.48 kN
Nb.rd = 2145.87 kN	Mny.rd = 164.91 kN*m	Mnz.rd = 103.84 kN*m	Vz.sd = -10.19 kN
			Vplz.rd = 409.82 kN

Classe de la section

= 1

 **PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

  en z :

Lz = 3.46 m	Lambda_z = 0.30
Lfz = 1.73 m	Xz = 0.95
Lambda z = 28.44	kz = 0.73

FORMULES DE VERIFICATION :

Nsd/Nc.rd = 795.69/2264.25 = 0.35 < 1.00 (5.16)

Nsd/(Xmin*A*fy/gM1)+ky*My.sd/(Wply*fy/gM1)+kz*Mz.sd/(Wplz*fy/gM1) = 0.48 < 1.00 (5.51)

Vy.sd/Vply.rd = 0.00 < 1.00 Vz.sd/Vplz.rd = 0.02 < 1.00 (5.20)

DEPLACEMENTS LIMITES

 *Flèches Non analysé*

 *Déplacements*

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.3 cm	Vérifié
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00	
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.3 cm	Vérifié
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00	

Profil correct !!!

8.7.4 Vérification des systèmes de contreventement

– Palées triangulées en croix de Saint-André

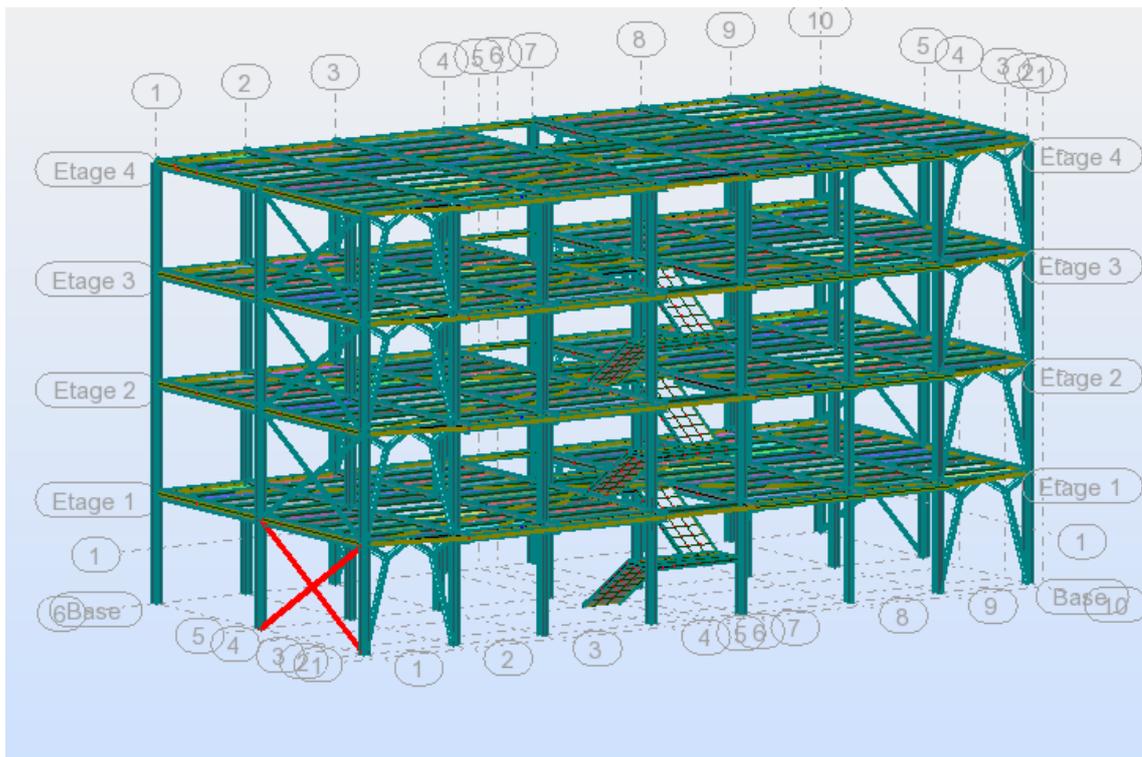


Figure 31. Propriétés de la section (4 CAE80*80*8)

a) Vérification à la traction

On a :

$$N_{sd} = 262.33 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec:

Section brute: $A = 49.08 \text{ cm}^2$.

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = 1048.52 \text{ KN. OK}$$

Section nette : ($A_{nette} = A_{brute} - 4*t*d_0$)

d_0 : diamètre des boulons M16.

t : épaisseur de la cornière.

$$A_{nette} = 49.08 - 4*0.8*1.8 = 43.32 \text{ cm}^2.$$

$$N_{t.rd} = 43.32 * \frac{23.5}{1.1} = 925.47 \text{ KN.}$$

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = 925.47 \text{ KN. OK}$$

b) Vérification a la compression

Il faut vérifier que: $N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

La classe de la section des cornières : 3 donc $\beta_A = 1$.

Calcul de χ_{min} :

– **Longueurs de flambement**

$L_{ky} = 3.38\text{m}$;

$L_{kz} = 3.38$.

– **Les rayons de giration**

$i_y = 3.7\text{cm}$.

$i_z = 3.7\text{cm}$.

– **Les élancements**

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{338}{3.7} = 91.35$$

$$\lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{338}{3.7} = 91.35.$$

D'où :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{91.35}{93.9} \sqrt{1} = 0.97 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{91.35}{93.9} \sqrt{1} = 0.97$$

Alors la vérification au flambement est indispensable.

D'après la courbe c : $X = 0.55$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = 0.55 * 49.08 * 1 * \frac{23.5}{1.1} = 577\text{KN}.$$

8.7.4.1 Vérification par ROBOT

CALCUL DES STRUCTURES ACIER		

NORME : <i>Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)</i>		
TYPE D'ANALYSE : <i>Vérification des pièces</i>		

FAMILLE :		
PIECE : 615	POINT : 1	COORDONNEE : x =
0.00 L = 0.00 m		

CHARGEMENTS :		
<i>Cas de charge décisif : 11 G+Q+EY (1+2+8)*1.00</i>		

MATERIAU :
 ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ $f_{yb} = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : 4 CAE 80x8

h=17.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=17.0 cm	Ay=25.60 cm ²	Az=25.60 cm ²	Ax=49.07 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=662.79 cm ⁴	Iz=662.79 cm ⁴	Ix=10.38 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=77.98 cm ³	Welz=77.98 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N.sd = 262.33 kN	Mz.sd = 0.14 kN*m	Vy.sd = 0.04 kN
Nc.rd = 1048.30 kN	Mplz.rd = 28.93 kN*m	Vply.rd = 315.76 kN
Nb.rd = 579.28 kN	Mnz.rd = 27.12 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

 en y :

Ly = 3.38 m Lambda_y = 0.98

Lfy = 3.38 m Xy = 0.55

Lambda y = 91.88 ky = 0.86

 en z :

Lz = 3.38 m Lambda_z = 0.98

Lfz = 3.38 m Xz = 0.55

Lambda z = 91.88 kz = 0.83

FORMULES DE VERIFICATION :

Nsd/Nc.rd = 262.33/1048.30 = 0.25 < 1.00 (5.16)

Nsd/(Xmin*A*fy/gM1)+kz*Mz.sd/(Wplz*fy/gM1) = 0.46 < 1.00 (5.51)

Vy.sd/Vply.rd = 0.00 < 1.00 (5.20)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 1.4 cm	Vérifié
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00	
uz = 0.0 cm < uz max = L/250.00 = 1.4 cm	Vérifié
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00	

Profil correct !!!

– Palées triangulées en V inversé

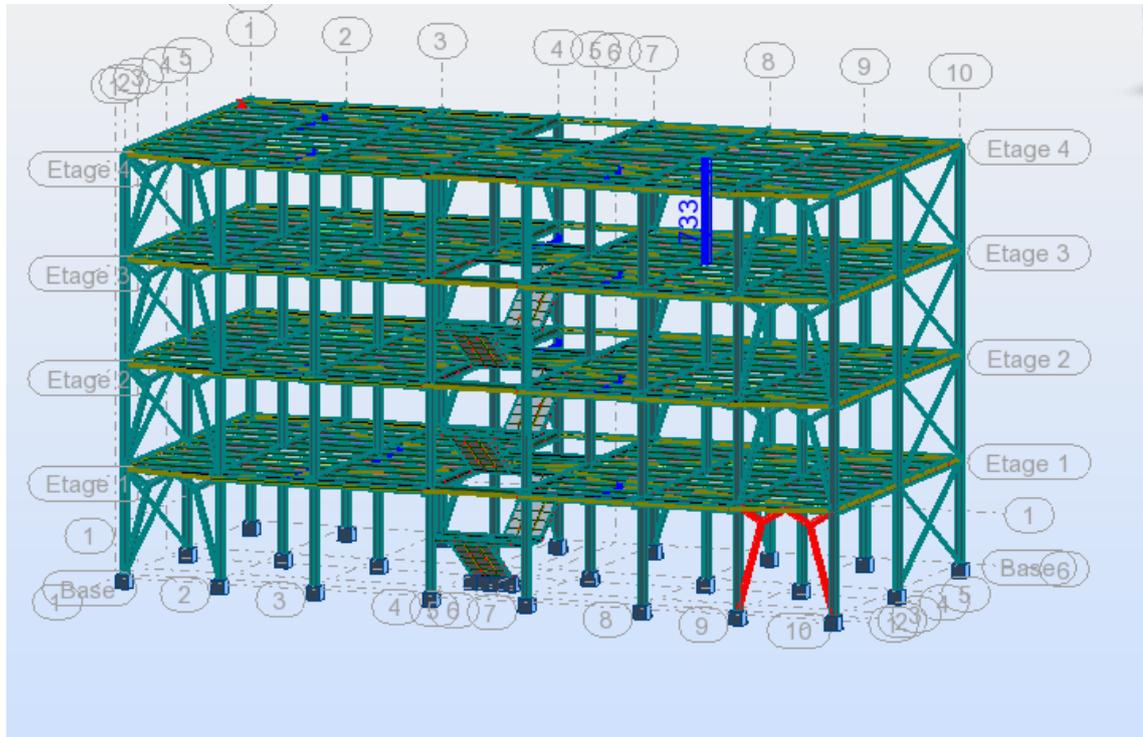


Figure 32. Les cornières les plus sollicités (4 CAE100*10)

a) Vérification à la traction

On a :

$$N_{sd} = 382.98 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec:

$$- A = 76.62 \text{ cm}^2.$$

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = 1636.88 \text{ KN. OK}$$

b) Vérification a la compression

Il faut vérifier que: $N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

La classe de la section des cornières : 3 donc $\beta_A = 1$.

Calcul de χ_{min} :

– Longueurs de flambement

$$L_{ky} = 3.07\text{m} ;$$

$$L_{kz} = 3.07\text{m}.$$

– **Les rayons de giration**

$$i_y = 4.5\text{cm}.$$

$$i_z = 4.5\text{cm}.$$

– **Les élancements**

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{307}{4.5} = 68.22$$

$$\lambda_z = \frac{L_k}{i_z} = \frac{307}{4.5} = 68.22.$$

D'où :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{68.22}{93.9} \sqrt{1} = 0.72 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{68.22}{93.9} \sqrt{1} = 0.72$$

Alors la vérification au flambement est indispensable.

D'après la courbe c : X= 0.71

$$N_{csd} \leq N_{crd} = 0.71 * 76.62 * 1 * \frac{23.5}{1.1} = 1162.18\text{KN}. \text{OK}$$

8.7.4.2 Vérification de ROBOT :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER			

NORME : <i>Eurocode 3 (ENV 1993-1-1:1992)</i>			
TYPE D'ANALYSE : <i>Vérification des pièces</i>			

FAMILLE :			
PIECE : 525 Barre art1_525	POINT : 1	COORDONNEE : x =	
0.00 L = 0.00 m			

CHARGEMENTS :			
Cas de charge décisif : 10 G+Q-EX (1+2)*1.00+6*-1.00			

MATERIAU :			
ACIER E24 f _y = 235.00 MPa f _{yb} = 235.00 MPa			

	PARAMETRES DE LA SECTION : 4 CAE 100x10		
h=21.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=21.0 cm	A _y =40.00 cm ²	A _z =40.00 cm ²	A _x =76.62 cm ²

tw=1.0 cm tf=1.0 cm	Iy=1551.31 cm ⁴ Wely=147.74 cm ³	Iz=1551.31 cm ⁴ Welz=147.74 cm ³	Ix=25.33 cm ⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :			
N.sd = 382.98 kN	Mz.sd = 0.64 kN*m	Vy.sd = 0.33 kN	
Nc.rd = 1636.84 kN	Mplz.rd = 54.34 kN*m	Vply.rd = 493.37 kN	
Nb.rd = 1158.58 kN	Mnz.rd = 51.37 kN*m		
			Classe de la section
= 1			

 PARAMETRES DE DEVERSEMENT :			

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :			
 en y :		 en z :	
Ly = 3.07 m	Lambda_y = 0.73	Lz = 3.07 m	Lambda_z = 0.73
Lfy = 3.07 m	Xy = 0.71	Lfz = 3.07 m	Xz = 0.71
Lambda y = 68.29	ky = 0.87	Lambda z = 68.29	kz = 0.73

FORMULES DE VERIFICATION :			
Nsd/Nc.rd = 382.98/1636.84 = 0.23 < 1.00 (5.16)			
Nsd/(Xmin*A*fy/gM1)+kz*Mz.sd/(Wplz*fy/gM1) = 0.34 < 1.00 (5.51)			
Vy.sd/Vply.rd = 0.00 < 1.00 (5.20)			

DEPLACEMENTS LIMITES			
 Flèches			
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 1.2 cm	Vérifié		
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00			
uz = 0.0 cm < uz max = L/250.00 = 1.2 cm	Vérifié		
Cas de charge décisif : 4 G+Q (1+2)*1.00			

Profil correct !!!			

CHAPITRE 6

CALCUL DES ASSEMBLAGES

9.1 Introduction

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

9.2 Différentes formes d'assemblages rencontrés en CM

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue entre autres :

- Les assemblages poutre- poutre (B)
- Les assemblages poutre- poteau (A)

- Les assemblages de continuité(C)
- Les assemblages dans un système en treillis « un noeud » (E)
- Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau » (D)

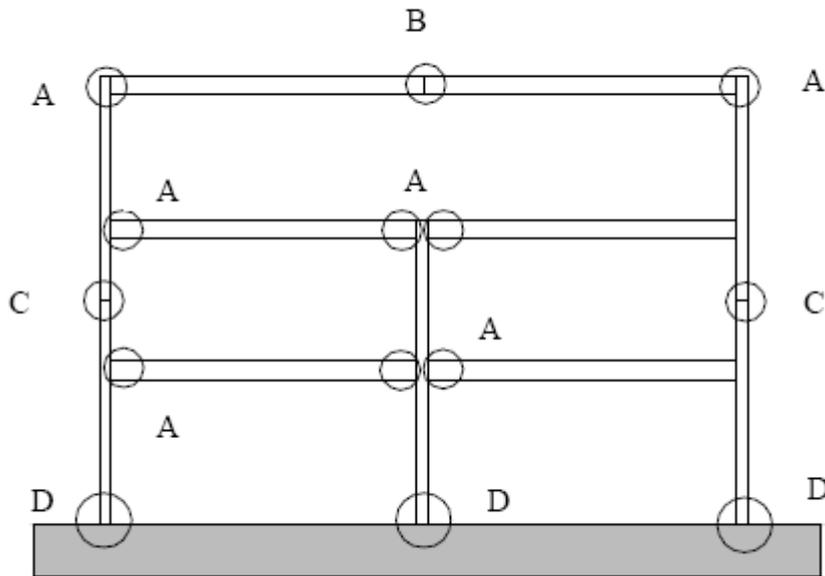


Figure 33. Différents des types d'assemblages dans une ossature de bâtiment.

9.3 Assemblage poutre principale-poteau

9.3.1 Calcul de l'assemblage avec ROBOT

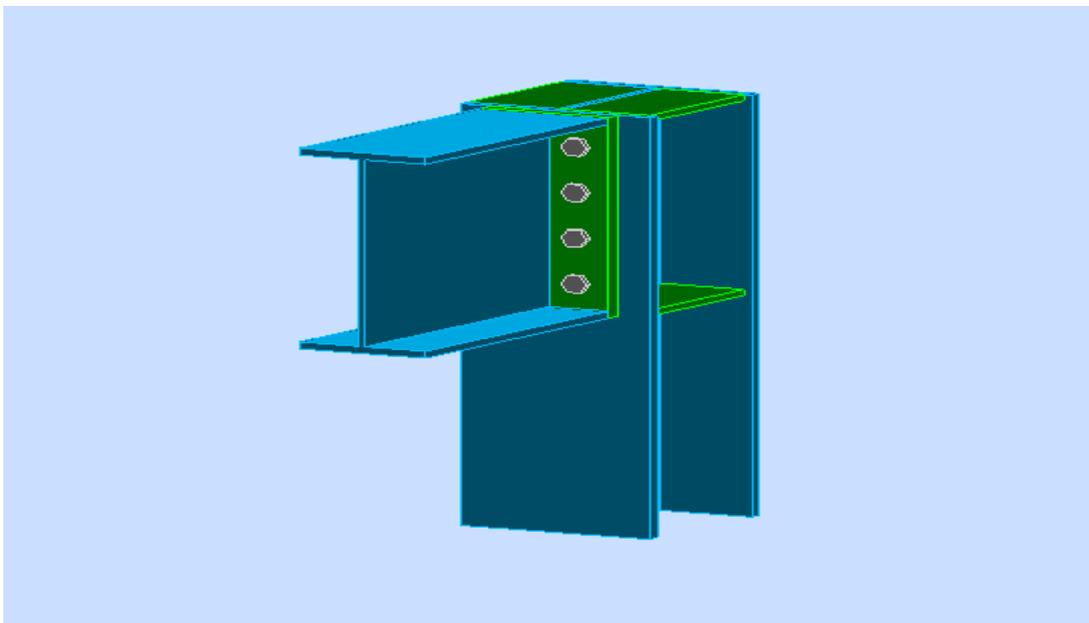
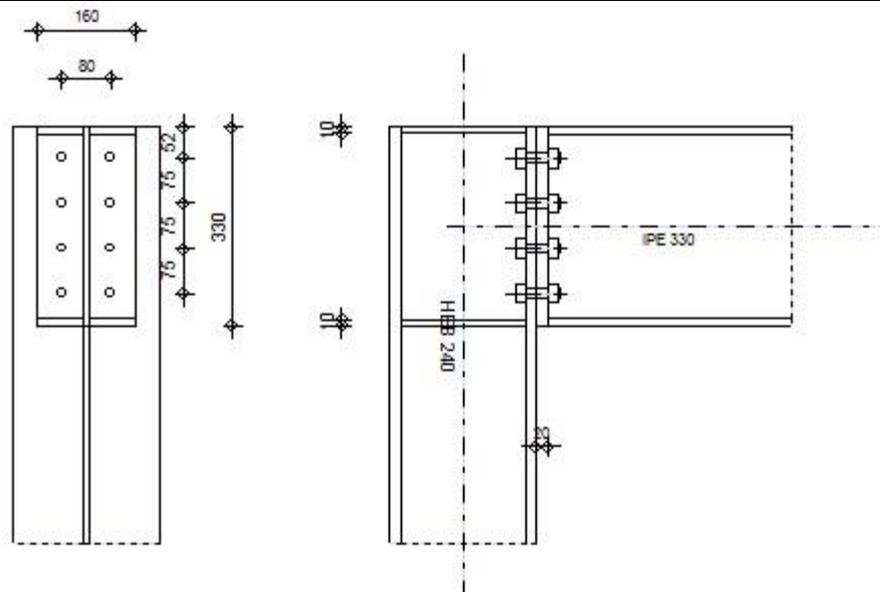


Figure 34. Assemblage poteau-poutre.

Et voila les résultats obtenus à partir du ROBOT :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013				
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430				



Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 318
 Barres de la structure : 733, 306

Géométrie

Poteau

Profilé : HE240
 Barre N° : 733
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 240$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 240$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 105,99$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 11259,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé :	IPE 330		
Barre N° :	306		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	330	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	160	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	11766,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER E24		
$\sigma_{eb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_b =$	69,08	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	52	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80	[mm]	
Entraxe $p_i =$	75; 75; 75	[mm]	

Platine

$h_p =$	330	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{ep} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	206	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	115	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	206	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	115	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur

Efforts

Cas : 3: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50
 $M_y = 59,91$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 50,61$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = -0,00$ [kN] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Boulo n N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4	a'_5	a'_6	s	s_1	s_2
1	Intérieurs	28	36			28	41	14	35			34	42			
2	Centraux	28	36					14	35							75
3	Centraux	28	36					14	35							75

$x = 53$ [mm] Zone comprimée $x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b		F_i	p_i [%]
1	272	152,61	0,00	274,00	199,32	69,08	>	63,73	100,00
2	197	66,01	66,09	106,82	108,66	69,08	>	46,17	100,00
3	122	66,01	66,09	106,82	108,66	69,08	>	28,62	100,00

d_i – position du boulon
 F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
 F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
 F_s – effort transféré par la soudure
 F_p – effort transféré par l'aile du porteur
 F_b – effort transféré par le boulon
 F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$	$63,73 < 69,08$	vérifié	(0,92)
Traction des boulons			
$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red}$	$ 507,42 < 550,00$	vérifié	(0,92)
Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon			
$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_1^2]} / A \leq \sigma_{red}$	$ 320,64 < 550,00$	vérifié	(0,58)
$T_1 = 6,33$ [kN]	Effort tranchant dans le boulon		
$T_b = 71,81$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement		
Effort tranchant			[9.2.2.1]
$T_1 \leq T_b$	$6,33 < 71,81$	vérifié	(0,09)

Vérification de la poutre

$F_{res} = 277,05$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle			[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 526,02$ [kN]	Résistance de la section de la poutre		$N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bd} / A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$277,05 < 526,02$	vérifié	(0,53)

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$277,05 < 943,52$	vérifié	(0,29)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)			
$V_R = 366,98$ [kN]	Effort tranchant dans l'âme		$V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$
$ F_{res} \leq V_R$	$ 277,05 < 366,98$	vérifié	(0,75)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,92

9.3.2 Vérification manuel de l'assemblage

Vérification de l'assemblage d'un poteau HEA240 avec une poutre IPE330, les boulons sont de type M16 de classe 8.8. L'épaisseur de la platine d'extrémité est de 20mm, les efforts transmis sont $M_{sdy} = 59.91$ KN.m, $V_{sd} = 50.61$ KN. Le nombre de rangées de boulons est 4, le coefficient de frottement $\mu = 3$, l'acier est de nuance S235 avec $f_u = 340$ MPa.

– Traction + cisaillement (boulons HR)

Mode de ruine :

Rupture des boulons par traction+cisaillement

Rupture des plaques par poinçonnement.

Rupture par pression diamétrale.

On suppose que seul les deux rangés supérieurs des boulons sont tendues, et le moment soit équilibré uniquement par les rangés des boulons tendues et par un effort de compression F_c appliqué au centre de gravité de la semelle inferieur.

a) Distribution de moment sur les boulons tendus

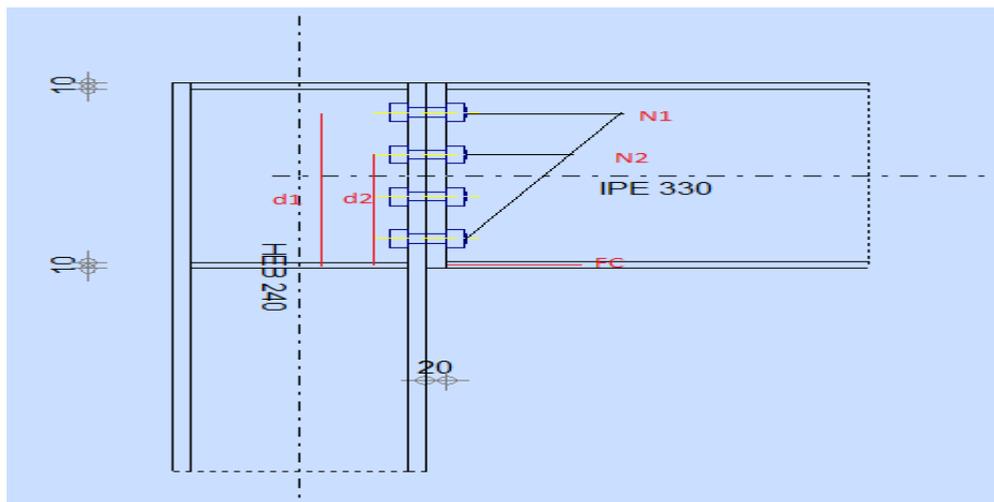


Figure 35. Distribution de moment.

Avec : $d_1 = 272.25 \text{ mm}$, $d_2 = 197.25 \text{ mm}$.

$$M = N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2.$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{d_1^2 + d_2^2} = 136.98 \text{ KN}.$$

$$N_2 = \frac{d_2}{d_1} N_1 = 99.24 \text{ KN}.$$

$$F_c = N_1 + N_2 = 236.22 \text{ KN}.$$

b) Distribution de l'effort tranchant sur les boulons

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{45.46}{8} = 5.68 \text{ KN}.$$

- Pré dimensionnement des boulons :

Les boulons de classe 8.8 avec $F_{ub} = 800$

$$N_1 \leq \eta \times F_p$$

η : Nombre de boulon par rangée ($\eta = 2$).

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{\eta \times 0.7 \times f_{ub}} = 122.3 \text{ mm}^2$$

On opte pour un boulon de type M16 $\Rightarrow A_s = 157 \text{ cm}^2$.

- Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

$$N_{t,Rd} = 0.7 \times \eta \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2 \times 157 \times 800 = 175.84 \text{ KN.}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{175.84 \times 0.113}{0.272} = 73.05 \text{ kN.m}$$

$$M_R = 73.05 \text{ KN.m} > M = 56,87 \text{ KN.m.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{v,sd} = 5.68 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = K_s \times \mu \times m \times \frac{F_p - 0.8 \times \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 157 \times 800 = 87.9 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 0.3 \times 1 \times \frac{87.9 - 0.8 \times \frac{136.98}{2}}{1.25} = 7.94 \text{ KN} > F_{v,sd} = 5.68 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : l'assemblage poutre principale poteau est vérifié alors on adopte le même pour les autres.

9.4 Assemblage platine - poutre

Le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine. L'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

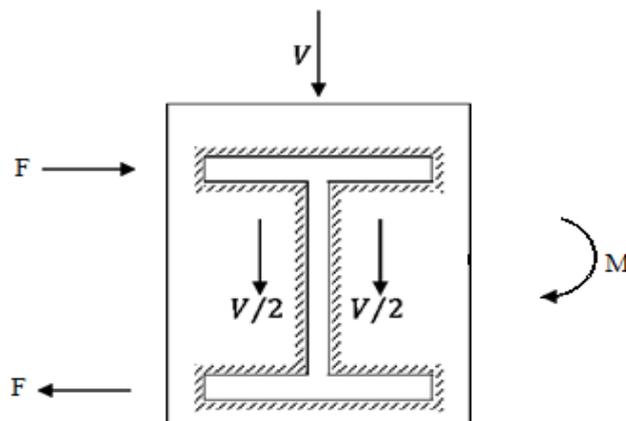


Figure 36. Distribution d'effort tranchant et le moment

- Pré dimensionnement des cordons semelle plane

$$t_{\min} = \min (t_{pl}, t_f) = \min (20 ; 11.5) = 11.5\text{mm.}$$

$$3.3 \leq a_f \leq 8.5$$

On adopte $a_f = 8\text{mm}$.

– **Pré dimensionnement des cordons âme plane**

$$t_{\min} = \min (t_{pl}, t_w) = \min (20 ; 7.5) = 7.5\text{mm.}$$

$$2.5 \leq a_w \leq 4.4$$

On adopte $a_w = 4\text{mm}$.

– **Vérification des cordons semelle platine**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{wrd} = \alpha * L_w * \frac{F_u}{\beta_w * \gamma_{mw} * \sqrt{3}}$$

$$\frac{V}{2} = 22.73\text{KN} \leq F_{wrd} = 0.4 * 27 * \frac{36}{0.8 * 1.25 * \sqrt{3}} = 224.47\text{KN. OK}$$

– **Vérification des cordons âme platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{wrd} = \alpha * L_f * \frac{F_u}{\beta_w * \gamma_{mw} * \sqrt{3}}$$

$$F = 188.1\text{KN} \leq F_{wrd} = 0.8 * 16 * \frac{36}{0.8 * 1.25 * \sqrt{3}} = 266.04\text{KN.}$$

9.5 Assemblage poutre principale – solive

9.5.1 Calcul de l'assemblage par ROBOT

Il s'agit d'un assemblage articulé :

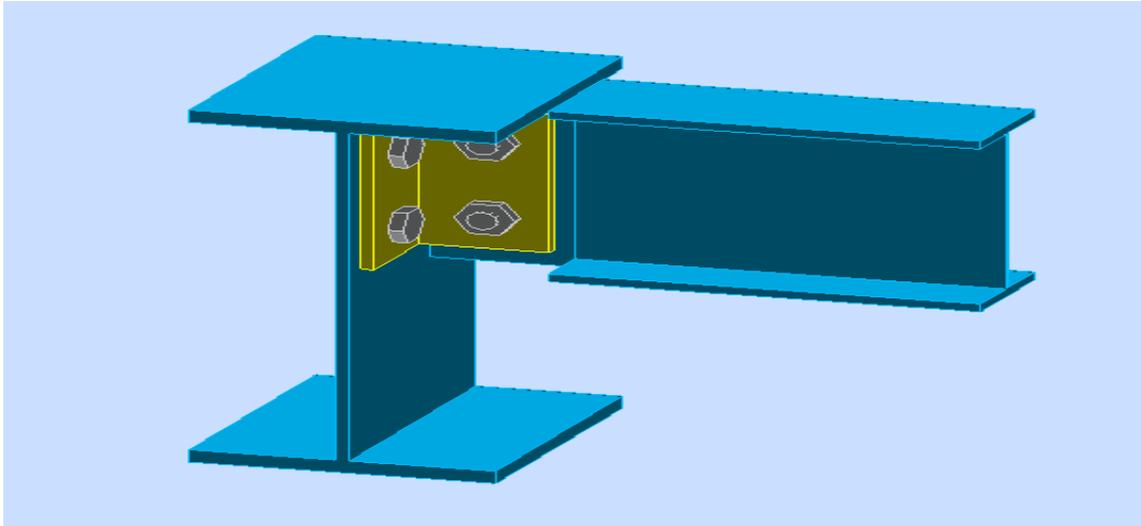
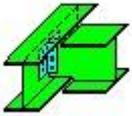
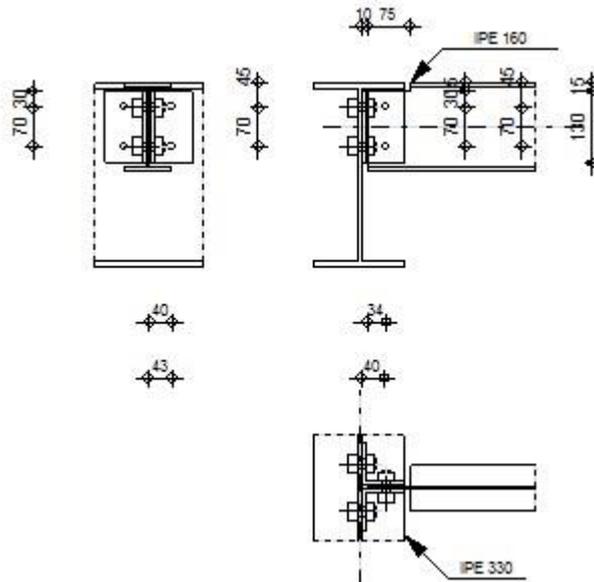


Figure 37. Assemblage poutre principale solive.

Et voila les résultats obtenus par ROBOT :

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2013	
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)						



Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure : 357
 Barres de la structure : 310, 358

Géométrie

Poutre porteuse

Profilé : IPE 330
 Barre N° : 310
 $\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h = 330$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b = 160$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_w = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_f = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_y = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre portée

Profilé : IPE 160
 Barre N° : 358
 $\alpha_2 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 160$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 82$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 9$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 20,09$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 869,29$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Encoche de la poutre portée

$h_1 = 15$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 75$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé : CAE 75x7
 $\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 75$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_c = 75$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_c = 7$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_c = 9$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Profilé : CAE 75x7
 $\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $L_c = 130$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_c = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d' = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $A'_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A'_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f'_y = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f'_u = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n' = 2,00$ Nombre de rangées des boulons
 $h'_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_y = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_u = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2,00$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

Efforts

Cas : 3: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50
 $T = 12,84$ [kN] Effort tranchant

Résultats

Boulons

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$ | 12,84 | < 91,44 **vérifié** (0,14)

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y$ | 12,84 | < 146,37 **vérifié** (0,09)

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$ | 12,84 | < 70,47 **vérifié** (0,18)

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e$ | 12,84 | < 338,40 **vérifié** (0,04)

Pince transversale

$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb}$	12,84 < 88,13	vérifié	(0,15)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb}$	12,84 < 80,65	vérifié	(0,16)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb}$	12,84 < 84,85	vérifié	(0,15)

Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2}$	12,84 < 197,30	vérifié	(0,07)
Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	12,84 < 315,84	vérifié	(0,04)
Pince transversale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	12,84 < 246,75	vérifié	(0,05)
Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 2.5 * n' * t_c * d_v' * \sigma_c$	12,84 < 246,75	vérifié	(0,05)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	12,84 < 139,61	vérifié	(0,09)
Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	12,84 < 139,61	vérifié	(0,09)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c$	12,84 < 186,30	vérifié	(0,07)
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	12,84 < 211,81	vérifié	(0,06)

Remarques

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre	130 [mm] > 127 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	8 [mm] < 9 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,18

9.5.2 Vérification manuel de l'assemblage

On a : $V_{sd} = 12.84$ KN.

$e_x = 34$ mm

$e_y = 40$ mm

a) Vérification de rupture des boulons sous l'effet de traction et cisaillement

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 * F_{trd}} \leq 1$$

$$F_{tsd} \leq F_{trd}$$

– Distribution de $V_{sd}/2$ et M_y

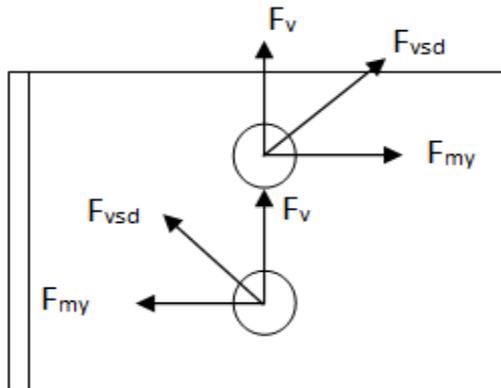


Figure 38. Distribution de M et V

$$F_{v_{sd}} = \sqrt{\left(\frac{V_{sd} \cdot e_x}{2 \cdot p_1}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{4}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{12.84 \cdot 0.04}{2 \cdot 0.07}\right)^2 + \left(\frac{12.84}{4}\right)^2} = 4.87 \text{ KN.}$$

– Distribution de M_x :

$$F_{t_{sd}} = \frac{M_x}{p_1} = \frac{F_{sd} \cdot e_y}{2 \cdot p_1} = \frac{12.84 \cdot 0.04}{2 \cdot 0.07} = 3.66 \text{ KN.}$$

$$F_{trd} = \frac{0.9 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \cdot 400 \cdot 157}{1.5} = 37.68 \text{ KN.}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \cdot A_s \cdot F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 400}{1.25} = 30.14 \text{ KN.}$$

$$\frac{4.87}{30.14} + \frac{3.66}{1.4 \cdot 37.68} = 0.23 \leq 1 \text{ OK.}$$

$$3.66 \leq 37.68 \text{ . OK}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc ya pas de risque de rupture des boulons.

b) Rupture par pression diamétrale

Pour la cornière $F_{v_{sd}} = 3.66 \text{ KN}$

Pour l'âme de la poutre $F_{b_{sd}} = 2 \cdot F_{v_{sd}} = 2 \cdot 3.66 = 7.32 \text{ KN}$

– **Vérification de l'âme de la poutre**

$$F_{v_{sd}} = 7.32 \leq F_{brd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v_{sd}} = 7.32 \leq F_{brd} = 2.5 \cdot 0.45 \cdot 16 \cdot 7.5 \cdot \frac{340}{1.25} = 35.90 \text{ KN . ok}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

c) Rupture par poinçonnement :

$$F_{tsd} \leq B_{prd} = 0.6 * \pi * dm * t * \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d_m : diamètre moyen = 24.58 mm pour les boulons M16.

t : épaisseur de cornière = 7mm

$$F_{tsd} = 3.66 \leq B_{prd} = 0.6 * \pi * 24.58 * 7 * \frac{340}{1.25} = 88.17 \text{ KN.} \quad \text{ok}$$

Pas de risque de poinçonnement.

9.6 Assemblage poutre secondaire- poteau

9.6.1 Calcul de l'assemblage avec ROBOT

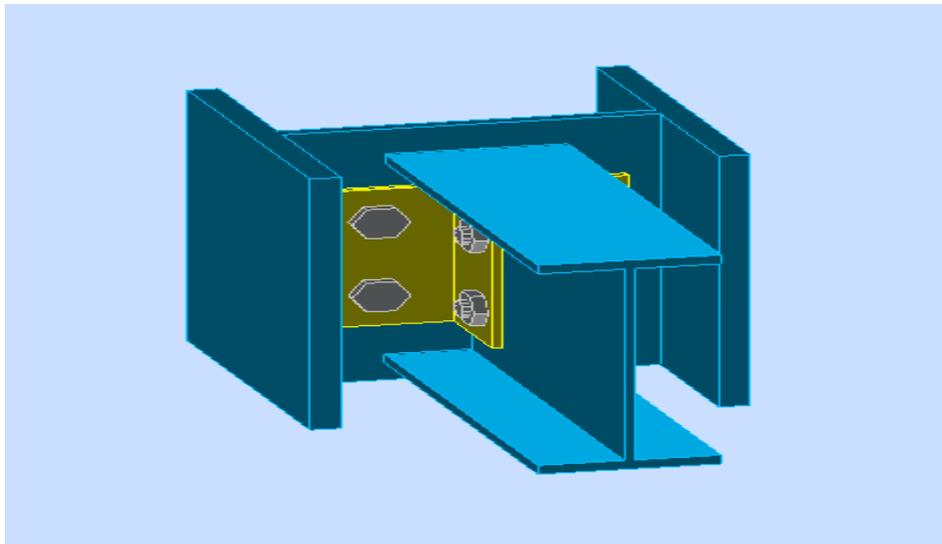
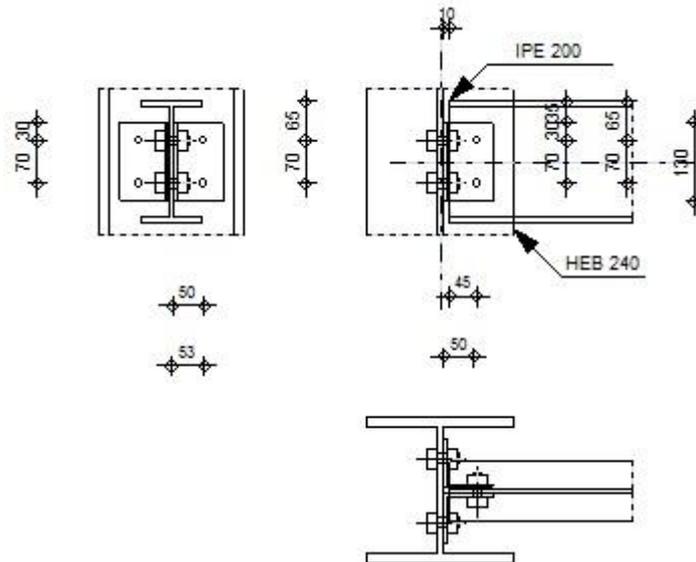


Figure 39. Assemblage poteau-poutre secondaire.

Et voila les résultats obtenus par ROBOT :

	Autodesk	Robot	Structural	Analysis	Professional	2013	
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)						



Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure : 111
 Barres de la structure : 691, 134

Géométrie

Poteau

Profilé : HEB 240
 Barre N° : 691
 $\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 240$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 240$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 105,99$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 11259,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre portée

Profilé : IPE 200
 Barre N° : 134
 $\alpha_2 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 28,48$ [cm²] Aire de la section de la poutre

Profilé : IPE 200
 $I_{yb} = 1943,17$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Cornière

Profilé : CAE 80x6
 $\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 80$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_c = 80$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_c = 6$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_c = 10$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $L_c = 130$ [mm] Longueur de la cornière
 Matériau : ACIER E24
 $\sigma_c = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d' = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $A'_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A'_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f'_y = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f'_u = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n' = 2,00$ Nombre de rangées des boulons
 $h'_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_y = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_u = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2,00$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

Efforts

Cas : 9: G+Q+EX (1+2+6) *1.00
 $T = 11,81$ [kN] Effort tranchant

Résultats

Boulons

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$	11,81 < 78,58	vérifié	(0,15)
cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 1.3 * n' * A_v' * f_y$	11,81 < 146,37	vérifié	(0,08)

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$	11,81 < 67,83	vérifié	(0,17)
Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e$	11,81 < 451,20	vérifié	(0,03)
Pince transversale			
$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb}$	11,81 < 213,85	vérifié	(0,06)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb}$	11,81 < 129,17	vérifié	(0,09)

Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)}$	11,81 < 145,34	vérifié	(0,08)
Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	11,81 < 270,72	vérifié	(0,04)
Pince transversale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	11,81 < 211,50	vérifié	(0,06)
Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 2.5 * n' * t_c * d_v' * \sigma_c$	11,81 < 211,50	vérifié	(0,06)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	11,81 < 119,66	vérifié	(0,10)
Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	11,81 < 119,66	vérifié	(0,10)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq (2/a) * (l/v)_c * \sigma_c$	11,81 < 127,02	vérifié	(0,09)
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	11,81 < 144,42	vérifié	(0,08)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,17

9.6.2 Vérification manuel de l'assemblage

On a : $V_{sd} = 11.81$ KN.

$e_x = 45$ mm

$e_y = 50$ mm

d) Vérification de rupture des boulons sous l'effet de traction et cisaillement

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{tsd}}{1.4 * F_{trd}} \leq 1$$

$$F_{tsd} \leq F_{trd}$$

- Distribution de $V_{sd}/2$ et M_y

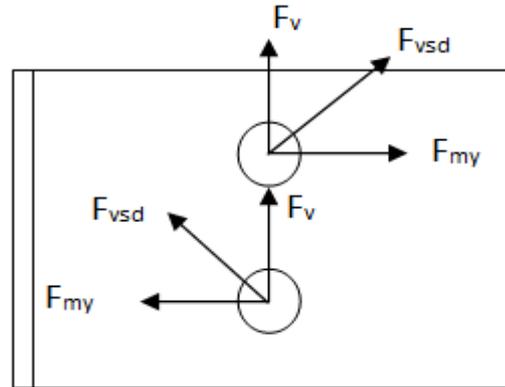


Figure 40. Distribution de M et V

$$F_{vdsd} = \sqrt{\left(\frac{V_{sd} \cdot e_x}{2 \cdot p_1}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{4}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{11.81 \cdot 0.045}{2 \cdot 0.07}\right)^2 + \left(\frac{11.81}{4}\right)^2} = 4.8 \text{ KN.}$$

– **Distribution de \$M_x\$**

$$F_{tsd} = \frac{M_x}{p_1} = \frac{F_{sd} \cdot e_y}{2 \cdot p_1} = \frac{11.81 \cdot 0.045}{2 \cdot 0.07} = 3.79 \text{ KN.}$$

$$F_{trd} = \frac{0.9 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \cdot 400 \cdot 157}{1.5} = 37.68 \text{ KN.}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \cdot A_s \cdot F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 400}{1.25} = 30.14 \text{ KN.}$$

$$\frac{4.8}{30.14} + \frac{3.69}{1.4 \cdot 37.68} = 0.22 \leq 1 \text{ OK.}$$

$$3.79 \leq 37.68 \text{ . OK}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc ya pas de risque de rupture des boulons.

e) Rupture par pression diamétrale

Pour la cornière \$F_{vdsd} = 3.79 \text{ KN}\$

Pour l'âme de la poutre \$F_{bsd} = 2 \cdot F_{vdsd} = 2 \cdot 3.79 = 7.58 \text{ KN}\$

– **Vérification de l'âme de la poutre**

$$F_{vdsd} = 7.58 \leq F_{brd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{vdsd} = 7.32 \leq F_{brd} = 2.5 \cdot 0.55 \cdot 16 \cdot 6.5 \cdot \frac{340}{1.25} = 38.89 \text{ KN . ok}$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

f) Rupture par poinçonnement :

$$F_{tsd} \leq B_{prd} = 0.6 \cdot \pi \cdot dm \cdot t \cdot \frac{F_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d_m : diamètre moyen = 24.58 mm pour les boulons M16.

t : épaisseur de cornière = 7mm

$$F_{tsd} = 3.79 \leq B_{prd} = 0.6 * \pi * 24.58 * 6.5 * \frac{360}{1.25} = 86.68 \text{ KN.} \quad \text{ok}$$

Pas de risque de poinçonnement.

9.7 Assemblage poteau-poteau

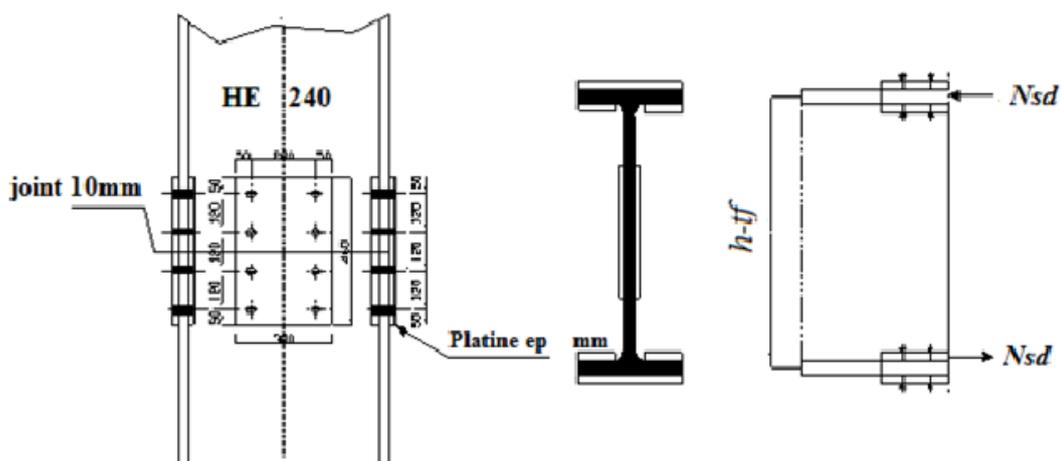


Figure 41. Assemblage poteau-poteau

Disposition géométrique

Soit $P_2 = 100$ mm.

Soit $P_1 = 100$ mm.

Soit $e_2 = 50$ mm.

Soit $e_1 = 50$ mm.

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

- Assemblage des semelles par couvre joint

Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = b \cdot t_f = 240 \times 17 = 4080 \text{ mm}^2.$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2 \cdot d_0 \cdot t_f = 4080 - 26 \cdot 2 \times 12 = 3456 \text{ mm}^2.$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u = N_{pl} \Rightarrow 0.9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M_2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow 0.9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M_2} \times F_y}{\gamma_{M_0} \times F_u} \dots\dots (*)$$

$$0.9 \frac{A_{net}}{A} = 0.9 \frac{3456}{4080} = 0.84$$

$$\frac{\gamma_{M_2} \times F_y}{\gamma_{M_0} \times F_u} = \frac{1.25 \times 235}{1.1 \times 360} = 0.74 \text{ .Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en}$$

section nette de la semelle en traction.

Résistance des couvre joint de la semelle

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint

$$A_{brut} = b \cdot t_f = 240 \times 20 = 4800 \text{ mm}^2.$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2 \cdot d_0 \cdot t_f = 4800 - 26 \cdot 2 \times 12 = 4176 \text{ mm}^2.$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{48 \times 23.5}{1.1} = 1025.45 \text{ KN.254}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{795.6}{2} = 397.8 \text{ KN} < N_{pl,Rd} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Résistance des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR donnée par

$$F_{v,Rd} = 0.6 \frac{A \times F_{ub}}{\gamma_{M_2}} = 0.6 \frac{245 \times 800 \times 10^{-3}}{1.25} = 156.8 \text{ KN.}$$

La résistance de 4 boulons sollicités en double cisaillement est :

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 2 \times 156.8 = 1254.4 \text{ KN} > N_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale

$$F_{v,Rd} = 2.5 \frac{\alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{M_2}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min \left(\frac{50}{3 \times 26}, \frac{100}{3 \times 26} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{360}, 1 \right) = 0.64$$

$$F_{v,Rd} = 2.5 \frac{0.64 \times 360 \times 26 \times 20}{1.25} 10 - 3 = 239.616 \text{ KN.}$$

La résistance totale des 4 boulons vaut donc :

$$\times F_{v,Rd} = 4 \times 2 \times 239.616 = 1916.92 \text{ KN.} > N_{sd} = 795.6 \text{ KN.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

- Assemblage des âmes par couvre joint

La largeur de la couvre joint : $b = b(\text{HEB } 240) - 60 = 180 \text{ mm.}$

$$A_{net} = 180 \times 20 = 3600 \text{ mm}^2.$$

$$A_{net} = A_v - 2 \cdot d_0 \cdot e = 3600 - 2 \times \dots = \text{mm}^2.$$

$$(*) \Rightarrow 0.9 \frac{A_{net}}{A} = > \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = 0.74.$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

9.8 Assemblage pied de poteau

Il s'agit d'un pied de poteau encastré :

9.8.1 Calcul manuel :

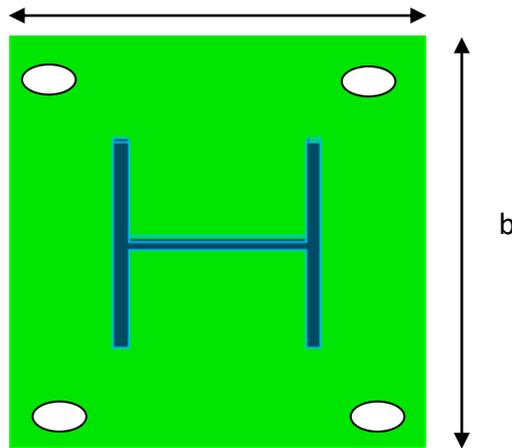
Les calculs à faire :

- détermination de la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation.
- détermination de l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- détermination des boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés par le moment en pied.

- Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \rightarrow \frac{N}{a * b} + \frac{6 * M}{a * b^2} \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$



$N = 739.26 \text{ KN}$. (Donné par ROBOT)

$M = 16.35 \text{ KN.m}$.

On prend $b = 50 \text{ cm}$.

Ce qui donne $a \geq 13.21 \text{ cm}$

On prend $a = 50 \text{ cm}$.

– Dimensionnement de tige d'ancrage

Distribution de N et M sur les tiges :

Avec : $M = 16.35 \text{ KN.m}$; $N = 739.26 \text{ KN}$.

La tige la plus sollicitée soumise à :

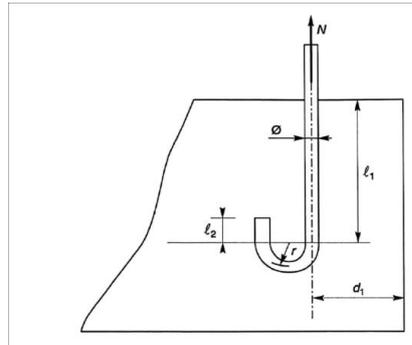
$$N_{tige} = \frac{N}{4} + \frac{M}{2 * h_0}$$

AN :

$$N_{tige} = \frac{739.6}{4} + \frac{16.35}{2 * 42} = 185 \text{ KN}.$$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec grosse est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (l_1 + 6.4 r + 3.5 l_2) \geq N_{tige} \quad (\text{CM66, art 5.123})$$



Avec:

g_c : Dosage en ciment (kg/m^3)

d_1 : Enrobage (40mm)

\emptyset : Diamètre des goujons.

$r = 3 \emptyset$

$l_1 = 20 \emptyset$

$l_2 = 2 \emptyset$

On choisit 4 boulons,

AN :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000}\right) \cdot \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{d_1}\right)^2} \cdot (20 \emptyset + 6.4 \cdot 3 \emptyset + 3.5 \cdot 2 \emptyset) \geq 185$$

Après développement de l'équation on aura :

$$\emptyset \geq 23.5 \text{ mm}$$

On adopte des tiges de diamètre 30mm.

– Calcul d'épaisseur de platine

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16.36}{739.26} = 22.13 \text{ mm.}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{500}{6} = 83.33 \text{ mm.}$$

$$e < \frac{h}{6} \quad \text{la section est entièrement comprimé.}$$

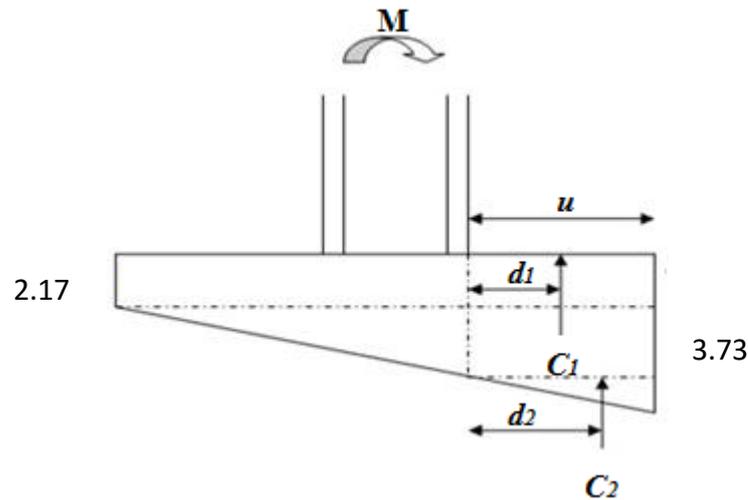
La platine sera calculée comme si le poteau est articulé mais soumise à un diagramme trapézoïdal.

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{h}\right) = 3.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{b \cdot h} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{h}\right) = 2.17 \text{ MPa}$$

Calcul de M_{pliage} :



$$M_{\text{pliage}} = C_1 * d_1 + C_2 * d_2$$

$$d_1 = u/2 = 8/2 = 4\text{cm.}$$

$$d_2 = 2u/3 = 2*8/3 = 5.33\text{cm.}$$

$$C_1 = \sigma_m * 8 * a = \frac{N}{a*b} * 8 * a = \frac{732.26}{0.5} * 0.8 = 118 \text{ KN.}$$

$$C_2 = \frac{1}{2} * 8 * \sigma_M \text{ Avec } \sigma_M = \frac{6*M}{a*b^2} = \frac{6*16.36*10^2}{0.5*0.5^2} = 0.078 \text{ KN/m}^2.$$

$$C_2 = \frac{1}{2} * 8 * 0.078 = 0.31 \text{ KN.}$$

D'où :

$$M_{\text{pliage}} = C_1 * \frac{8}{2} + \frac{2}{3} C_2 * 8 = 118 * \frac{8}{2} + 0.31 * \frac{2}{3} * 8 * 10^{-2} = 4.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pliage}} \leq \frac{a*t^2}{6} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6*\gamma_{m0}*M_{\text{pliage}}}{a*f_y}} = 15.55\text{mm.}$$

On adopte une épaisseur de 25mm.

CHAPITRE 7

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Il ne s'agit pas de calculer la charge globale que reprend l'ouvrage mais la charge reprise par chaque fondation. En effet chaque fondation ne reçoit pas la même charge. Cela dépend des éléments porteurs repris. La charge reprise par une fondation se calcule au moyen d'une descente de charges.

Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

10.2 Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1) :

G+Q+E

0.8*G±E

Et selon le BAEL91 :

ELS : G+Q

ELU : 1.35G+1.5Q

10.2.1 Dimensionnement de la semelle (DTR -BC 2.3.3.1)

Les semelles sont soumises à :

-un effort normal centré $N = 739.26\text{KN}$.

-un moment de flexion $M = 16.35\text{KN.m}$.

On a :

$$\sigma_{sol} = 2\text{bar}$$

$$a = 50\text{ cm.}$$

$$b = 50\text{ cm.}$$

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma_M = \frac{N}{A*B} < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = 1.9\text{m.}$$

On prend : $A = B = 2\text{m}$.

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{200-50}{4}; \frac{200-50}{4}\right) + 5 = 42.5$$

On prend : $h = 45\text{cm}$.

$$h \geq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \emptyset + 6cm; 20cm\right) = 11.25cm.$$

– **Vérification en tenant compte du poids de la semelle**

$$\text{On a : } N_t = N + P_s$$

Avec :

$$P_s = \gamma_b * V_{semelle} = 25 * 2 * 2 * 0.45 = 45KN.$$

$$N_t = N + P_s = 481.75 + 1.35 * 45 = 542.5KN.$$

– **Vérification de la stabilité au renversement**

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = 30.1mm.$$

$$\rightarrow \sigma = 0.193Mpa < \bar{\sigma} = 0.2 Mpa . \text{ OK}$$

On voit bien que les dimensions de la semelle sont vérifiées.

– **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon BAEL

$$e_0 = \frac{A}{6} \rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = 38.61mm.$$

$$\frac{A}{6} = 333.3 > 38.61. \text{ OK}$$

Selon RPA

$$e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M}{N} = 30.23mm.$$

$$\frac{B}{4} = 500 > 38.61. \text{ OK}$$

10.2.2 Ferrailage de la semelle (BAEL91)

ELU :

$$\frac{A}{6} = 333.3 > 38.61 \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) = 0.193Mpa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) = 0.168Mpa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = 0.186 \text{ Mpa.}$$

$$N' = \sigma_{moy} * A * B = 747 \text{ KN.}$$

$$A_s^{//A} = A_s^{//B} = \frac{N' \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 5.57 \text{ cm}^2.$$

ELS :

$$N_t = N + P_s = 343.61 + 45 = 388.61 \text{ KN}$$

$$\frac{A}{6} = 333.3 > 37.69 \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0.108 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0.086 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = 0.103 \text{ Mpa.}$$

$$N' = \sigma_{moy} * A * B = 420 \text{ KN.}$$

$$A_s^{//A} = A_s^{//B} = \frac{N' \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 7.29 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 10.86 \text{ cm}^2.$$

Donc on ferraille avec A_{min} . car $A_{min} > A_s^{//A}$

$$A_x = A_b = 8 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 200/8 = 25 \text{ cm.}$$

Disposition de ferrailage

$$l_s = 40 * \emptyset = 48 \text{ cm} \rightarrow \frac{A}{8} = 25 < l_s = 48 < \frac{A}{4} = 50 \text{ cm.}$$

Donc tout les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

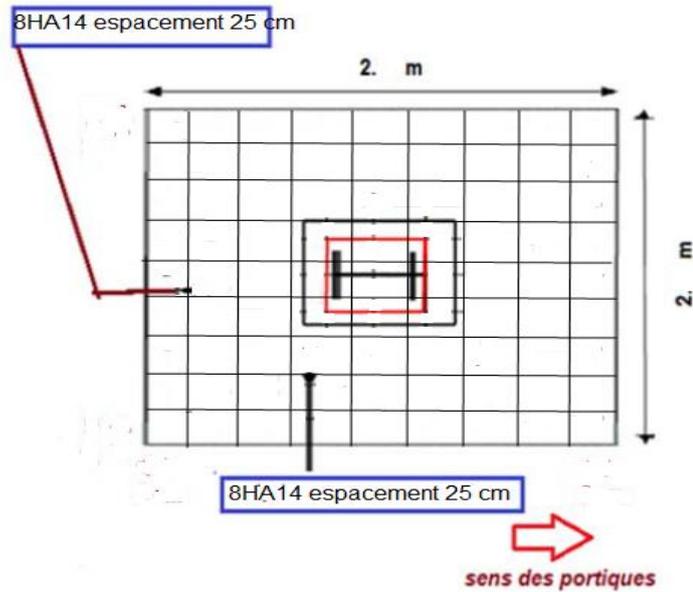


Figure 42. Schéma de ferrailage de la semelle

10.3 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

10.3.1 Pré dimensionnement (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $25 \times 30 \text{ cm}^2$ (pour S_2).

Pour notre cas on prend $30 \times 30 \text{ cm}^2$ comme section de longrine.

10.3.2 Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.}$$

Avec :

N : effort normal ultime de poteau le plus sollicité.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

On a un site ferme S_2 et une zone IIa $\rightarrow \alpha = 15$.

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \frac{542.5}{15} = 36.16 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \frac{388.61}{15} = 25.90 \text{KN.}$$

$$\text{ELU} \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\gamma_{st}} = \frac{36.16}{348} = 1.039 \text{cm}^2.$$

$$\text{ELS} \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\gamma_{st}} = \frac{25.9}{240} = 1.07 * \text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.6\% * b * h = 5.4 \text{cm}^2$$

On choisit 4HA14 = 6.16cm².

10.3.3 Armatures transversale

Soit des cadres de diamètre Ø8 dont l'espacement max est donné par le RPA

$$S_t = \min(20 \text{cm}; 15 * \phi_l) = 20 \text{cm.}$$

On prend $S_t = 15 \text{cm}$.

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

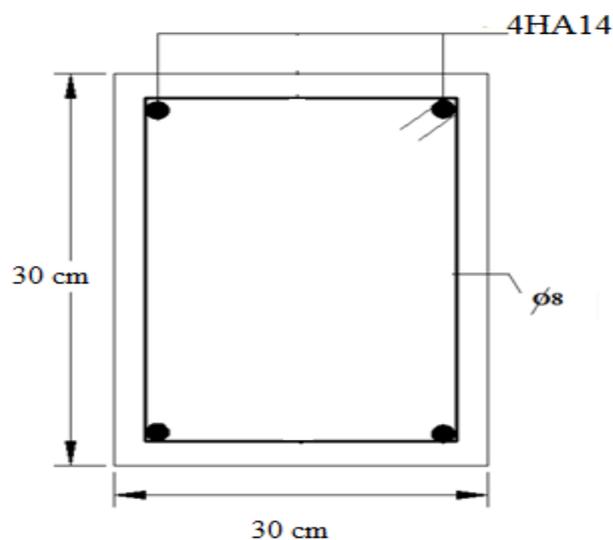


Figure 43. Schéma de ferrailage de longrine.

10.4 Calcul du fut

C'est la partie verticale en béton armé qui relie la semelle au poteau métallique, on l'appelle: amorce-poteau. Ses dimensions sont choisies en fonction des dispositions pratiques de la construction. Elles seront fonction de l'importance de la plaque d'assise et on tiendra compte d'un débordement du fut par rapport à la plaque d'assise de 10 cm.

Le fut est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Les fondations sont ancrées à $D=1.5\text{m}$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $(60*60)\text{ cm}^2$.

On a:

$$N_u = 739.26 \text{ KN}$$

$$M_u = 16.35 \text{ KN.m}$$

$$V = 74.9 \text{ KN (G+Q+E)}$$

10.4.1 Les sollicitations de calculs

$$N' = N + 1.35P$$

Avec : P est le poids propre du fut.

$$N' = 739.26 + 1.35 (25*0.6^2*1.05) = 752.01 \text{ KN.}$$

$$M' = M + V*H = 16.35 + 74.9 * 1.05 = 94.99 \text{ KN.m.}$$

10.4.2 Ferrailage

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.0221 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m.}$$

$e < \frac{h}{6}$ La section est totalement comprimée.

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 94.99 + 739.26 \left(0.55 - \frac{0.6}{2} \right) = 279.805 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_{uA} = 739.26 (0.6 - 0.05) - 279.805 = 126.788 \text{ KN.m(1)}$$

$$(0.5 \times d - d') \times b \times h \times f_{bu} = (0.5 * 0.3 - 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 1278 \text{ KN.m(2)}$$

$$(2) > (1) \Rightarrow A = 0$$

$$A^{\wedge} = \frac{N_u - \Psi b h f_{bu}}{f_s} = \frac{739.26 - 0.55 * 0.6 * 0.6 * 14.2 * 10^3}{332.89 * 10^3}$$

$$\Psi = 0.55$$

$$A^{\wedge} = - 62.5 \text{ cm}^2.$$

$A^{\wedge} < 0 \Rightarrow$ le ferrailage se fera avec A_{min}

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{min} = 0.9\% b \times h = 32.4 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section est : $A_{min} = 12\text{HA}20 \Rightarrow A_s^{min} = 37.7 \text{ cm}^2$.

10.4.3 Armatures transversales

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA.

- Dans la zone nodale :

$$S_t \geq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \Phi_1 \right) = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

10.5 Conclusion

On adopte les sections suivantes :

- 8HA14 Pour les semelles des poteaux
- 4HA14 pour les longrines
- 12HA20 pour les futs

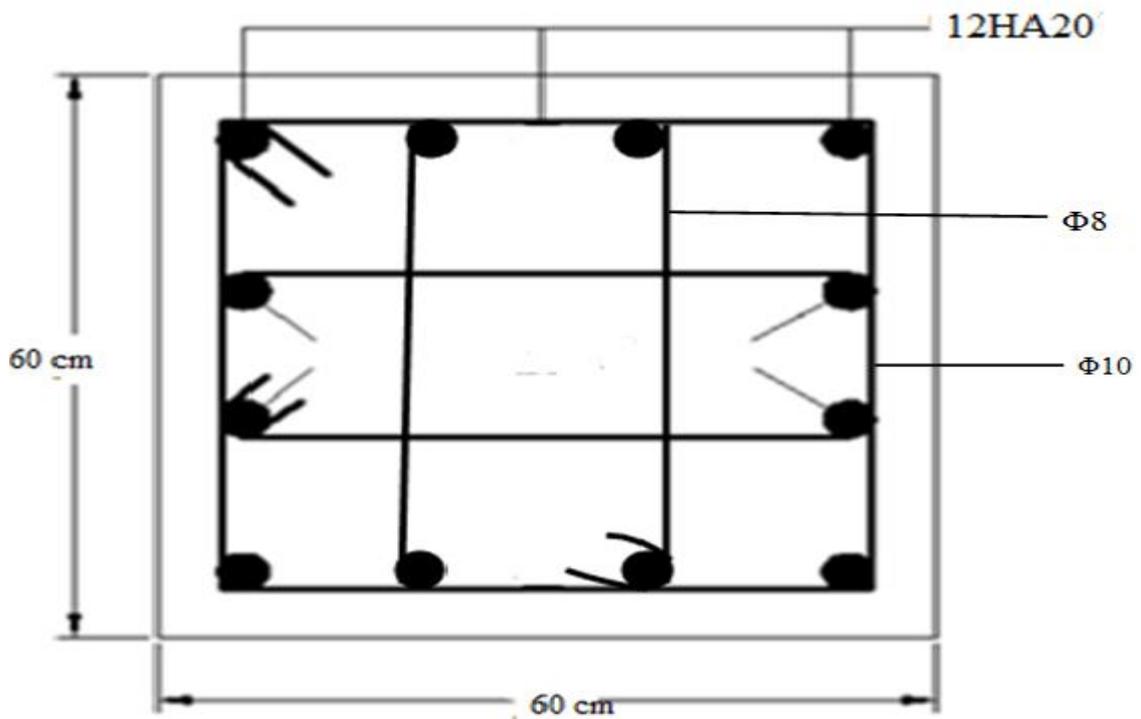


Figure 44. Schéma de ferrailage de fut

CONCLUSION GÉNÉRALE

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète elle est toujours à parfaire.

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure a la fois pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Ce qui nous a donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques (Robot), ainsi qu'avec les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment.

BIBLIOGRAPHIE

1. Règlements parasismiques (RPA99/version 2003)
2. Règle et calcul des construction en acier (Euro code 3et 4).
3. cours master 1(assemblages).
4. Règles BAEL91 modifiées 99
5. cours construction mixte master 1 Djamel benyassad
6. Documents téléchargés d'internet
7. Ancien PFE.
