

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme

D'ingénieur Master 2 en Génie Civil

Option Ingénierie des structures

Thème :

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE UNE CONSTRUCTION EN BETON ARME ET UNE
CONSTRUCTION MIXTE**

Présenté en 26 Juin 2013 par :

Mr. BENKRALED MOHAMED ILYES

Mr. DALI YUCEF FETH-ALLAH

Devant le Jury composé de:

Mr. BENYELLES Z.	Président
Mr. HASSAINE N.	Examineur
Mme. BENADLA Z.	Examineur
Mr. BAGHLI A.	Encadreur
Mr. CHRIF Z.A.	Encadreur

RESUME :

Ce projet de fin d'étude consiste à faire une étude en béton armé puis en construction mixte selon la réglementation algérienne puis faire une étude comparative technico-économique.

Le projet est structuré de quatre chapitres une introduction générale puis une étude complète en béton et en construction mixte selon R.P.A.99 B.A.E.L. R.N.V.99 C.C.M.97 en utilisant le logiciel S.A.P. 2000, à fin de faire une comparaison technico-économique entre les deux constructions à l'aide du M.S. Project.

ABSTRACT :

This final project study is to conduct a study of reinforced concrete construction and mixed according to the Algerian regulations and make a comparative techno-economic study.

The project is structured in four chapters a general introduction and a comprehensive study of concrete and construction mix by RPA99 BAEL R.N.V.99 C.C.M.97 using software S.A.P. 2000 to make the technical-economic comparison between two buildings using MS Project.

الملخص:

تقنية واقتصادية نسبية هذه الدراسة النهائية للمشروع هو إجراء دراسة البناء من الخرسانة المسلحة والمختلط وفقا
تحلوا الجزائري وإجراء دراسة

ويتمحور المشروع في أربعة فصول ومقدمة عامة ودراسة شاملة من الخرسانة والعتة البناء
قبل من RPA99 BAEL RNV99 CCM97 باستخدام برمجيات SAP 2000 إلى جعل المقارنة
الفنية والاقتصادية بين اثنين من المباني باستخدام برنامج MS Project

Dédicace DALI YUCEF

A mes très chers parents : à qui je leurs dois ce que je suis, qu'ils trouvent ici le modeste témoignage de mon profond amour filiale, de ma gratitude pour tous les sacrifices qu'ils se sont imposés et pour leurs admirables dévouements en des circonstances particulièrement difficiles.

A mes frères et ma sœur : (Mohamed Kamel et Amina) Pour l'attachement qu'ils m'ont toujours porté et aux efforts qu'ils ont fourni pour me supporter cette année.

A mes grandes mères, mes oncles, mes tantes et tous les membres de ma famille : En témoignage de ma profonde reconnaissance et affection.

A tous mes amis en particulier : Amine, Taha, Afaf, Amina Z, Ines , Amina G, Hanane, Salim, Esmâ, Nadjib, Ikram, Sofiane, Kader, Abdelatif, Siddiq, Sara, Zineb, Salah, Hichem, Ilyes, Imane K, Imane B, Afif, Asma, Dude 1 et Dude 2 qui m'ont fait passer une année formidable.

A mon binôme : Ilyas qui est le meilleur binôme que l'on puisse avoir de par son humour et son efficacité incroyable vraiment j'ai eu un plaisir de travailler avec lui et avec qui j'ai partagé des moments inoubliables et une année EXCELente.

Dédicace BENKRALED

A mes très chers parents : à qui je leurs dois ce que je suis, qu'ils trouvent ici le modeste témoignage de mon profond amour filiale, de ma gratitude pour tous les sacrifices qu'ils se sont imposés et pour leurs admirable dévouement en des circonstances particulièrement difficiles.

A mes sœurs : (Mohamed Kamel et Amina) Pour la joie qu'elles m'ont offert et aux efforts qu'elles ont fourni durant cette année.

A mes grandes mères, mes oncles, mes tantes et tous les membres de ma famille : En témoignage de ma profonde reconnaissance et affection.

A tous mes amis en particulier : Mehdi, les Oussama, abedsamad, Imane , Amine Afaf, Amina Z, Ryad ,Hicham, Younes, MGS, ELT, Sido Ines, Salim, Esmâ, Ikram, Kader, Abdelatif, Siddiq, Amina , Sara, Zineb, , Hichem, Wissam , Afif, Asma, Hafsa et qui m'ont fait passer une année formidable.

A mon binôme : Fethi sincèrement l'occasion de trouver un binôme pareil ce n'est pas évident pour tout le monde, j'ai fait ce travail avec lui avec un grand plaisir une joie inoubliable et une efficacité incroyable, j'aimerai bien que notre collaboration ne s'arrête pas à ce mémoire, EXCELente peut faire de grandes choses.

REMERCIEMENT

On tient à remercier nos encadreurs **Mr. BAGHLI A.** et **Mr. CHRIF Z.A.** de nous avoir dirigé dans notre travail avec attention, détermination et pour les efforts qu'ils ont fournis et leurs conseils.

On remercie également le président des jurés **Mr. BENYELLES Z.** nos examinateurs **Mr. HASSAINE N.** et **Mme. BENADLA Z.** de nous faire l'honneur d'accepter de nous examiner et discuter sur nos travaux.

On tient aussi à remercier tous les enseignants et enseignantes qui ont contribué à notre formations depuis les écoles primaire jusqu'aux études universitaire.

Notation

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
C_T	Coefficient de période

β	Coefficient de pondération
A	: Section brute d'une pièce ;
A_{net}	: Section nette d'une pièce ;
A_w	: Section de l'âme ;
A_v	: Aire de cisaillement
C _t	: Coefficient de topographie ;
C _r	: Coefficient de rugosité ;
C _{p,net}	Coefficient de pression nette ;
C _e	Coefficient d'exposition ;
C _d	Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E=2.1 10 ⁵ MPa) ;
F	: Force en générale ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier (G=81000 MPa) ;
G	: Charge permanente ;
$\overline{G_{adm}}$: L'effort de glissement admissible ;
G _c	: L'effort appliqué sur le connecteur ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K ₀	: Coefficient de flambement ;
K	Facteur de déformée modale ;
K _T	Facteur de terrain ;
M	: Moment sollicitant en générale ;
M _{sd}	: Moment fléchissant ;
M _{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M _{pl}	: Moment plastique ;
M _{Cr}	: Moment critique ;
M _{sd}	: Valeur de calcul du moment fléchissant;
M _{b,Rd}	: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
N _{pl,Rd}	: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
N _{b,Rd}	: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N _{sd}	: Effort normal ;
N _{t,sd}	: Effort normal de traction ;
N _{c,sd}	: Effort normal de compression ;
N _{pl}	: Effort normal plastique ;
N _{c,Rd}	: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
P _k	: Poids total de la structure ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: La charge de la neige ;
S _k	: La charge de la neige sur le sol ;
V _{sd}	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
V _{pl,Rd}	: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V _k	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
V _{réf}	Vitesse de référence du vent ;
W	Pression aérodynamique ;
W _{pl}	: Module de résistance plastique ;
W _{el}	: Module de résistance élastique ;
d	: Diamètre d'une section circulaire ;
f	: La flèche ;
f _y	: Limite d'élasticité ;
h	: Hauteur d'une pièce;

k_s	: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;
k_j	: Facteur de concentration ;
l	: Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau);
l_f	: Longueur de flambement ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
t	: Épaisseur d'une pièce;
t_f	: Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	: Épaisseur de l'âme de poutre ;
z	Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	Hauteur équivalente ;
z_{min}	Hauteur minimale ;
χ	: coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
β_j	: Coefficient relatif a la liaison ;
γ_M	: Coefficient de sécurité ;
λ	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
Δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;

SOMMAIRE

CHAPITRE I :	1
1-Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
2-Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux :.	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Présentation de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Avant-projet sommaire et détaillé :	Erreur ! Signet non défini.
2-3-Dimensions en élévations et en plans :	Erreur ! Signet non défini.
3-Présentation de la 1 ^{ère} partie (Béton Armé) :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-Description de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-1-Structure de l'ossature :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-2-Plancher :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-3-Escalier :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-4-Maçonnerie :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-5-Revêtements :	Erreur ! Signet non défini.
3-2-Caractéristique des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.
3-2-1-Béton :	Erreur ! Signet non défini.
3-2-2-Aciers :	Erreur ! Signet non défini.
4-Présentation de la 2 ^{ème} partie (Construction Mixte) :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-Description de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-1-Structure de l'ossature :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-2-Plancher :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-3-Escalier :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-4-Maçonnerie :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-5-Revêtements :	Erreur ! Signet non défini.
4-2-Caractéristique des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.
4-2-1-Le béton :	Erreur ! Signet non défini.
4-2-2-L'aciers de construction :	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE II :	7
1-PREDIMENSIONNEMENT.....	Erreur ! Signet non défini.
1-PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX:	Erreur ! Signet non défini.
1-1-Poutre principale:.....	Erreur ! Signet non défini.
1-2-Poutre secondaire:.....	Erreur ! Signet non défini.
1-3-Poteau:	Erreur ! Signet non défini.

1-3-Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.
2-CHARGES ET SURCHARGES :	Erreur ! Signet non défini.
1-Calcul d'épaisseur du plancher :	Erreur ! Signet non défini.
2-Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Plancher terrasse (inaccessible) :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Plancher l'étage courant :	Erreur ! Signet non défini.
2-3-Mur cloison :	Erreur ! Signet non défini.
2-4 -Acrotère:	Erreur ! Signet non défini.
3-CALCUL DES POUTRELLES.....	Erreur ! Signet non défini.
1-Calcul de poutrelle :	Erreur ! Signet non défini.
1-1-Type de poutrelle :	Erreur ! Signet non défini.
1-2-Méthode de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
1-3-Le principe de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
1-4-Ferraillage des poutrelles :	Erreur ! Signet non défini.
4-CALCUL DE L'ESCALIER :	Erreur ! Signet non défini.
1-Prédimensionnement des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
2-Evaluation des charges et surcharges :	Erreur ! Signet non défini.
3-Ferraillage des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-Ferraillage de la paillasse et du palier :	Erreur ! Signet non défini.
3-2-La poutre palière :	Erreur ! Signet non défini.
5-ETUDE SISMIQUE :	Erreur ! Signet non défini.
1-GENERALITES :	Erreur ! Signet non défini.
2-Choix de la méthode de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
3-Disposition des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
4-Combinaison des actions :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-Vérification des périodes :	Erreur ! Signet non défini.
4-2-Vérification de la participation des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
5-Spectre de réponse utilisé :	Erreur ! Signet non défini.
6-Vérification des conditions de R.P.A.:	Erreur ! Signet non défini.
6-1. Résultante des forces sismiques de calcul:	Erreur ! Signet non défini.
7-vérification des déplacements:	Erreur ! Signet non défini.
6-FERRAILLAGE :	Erreur ! Signet non défini.
1-Ferraillage des éléments principaux :	Erreur ! Signet non défini.
1-1-Ferraillage de la poutre principale:	Erreur ! Signet non défini.
1-2-Ferraillage de la poutre secondaire:	Erreur ! Signet non défini.

1-3-Ferraillage du poteau :	Erreur ! Signet non défini.
2-Etudes des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Dimensionnement des murs voiles :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Vérification des contraintes tangentielles :	Erreur ! Signet non défini.
7-FONDATIONS :	Erreur ! Signet non défini.
1-Généralités :	Erreur ! Signet non défini.
2-Etude des semelles :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Semelle isolée :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Semelle filante :	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE III :	39
1-CHARGES ET SURCHARGES	Erreur ! Signet non défini.
1-Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
2-Evaluation des charges :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Charge permanente et d'exploitation :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Charge climatique :	Erreur ! Signet non défini.
2-PREDIMENSIONNEMENT	Erreur ! Signet non défini.
1-Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
2-Prédimensionnement des solives :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Terrasse inaccessible :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Etage courant :	Erreur ! Signet non défini.
3-Prédimensionnement des poutres sablières :	Erreur ! Signet non défini.
4-Prédimensionnement des poutres principales :	Erreur ! Signet non défini.
5- Prédimensionnement des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
3-PLANCHER MIXTE	Erreur ! Signet non défini.
1-Vérification aux étapes de montage :	Erreur ! Signet non défini.
1-1-Descente des charges :	Erreur ! Signet non défini.
1-2-vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Condition de résistance :	Erreur ! Signet non défini.
2-3-Vérification au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
4-Vérification après exécution :	Erreur ! Signet non défini.
4-1-Calcul de l'axe neutre :	Erreur ! Signet non défini.
4-2-Calcul moment d'inertie :	Erreur ! Signet non défini.
4-3-Calcul des contraintes de flexion :	Erreur ! Signet non défini.
4-4-Vérification de la section du profilé :	Erreur ! Signet non défini.
4-5-Vérification des connecteurs :	Erreur ! Signet non défini.

4-ETUDE DES ESCALIERS	Erreur ! Signet non défini.
1-Dimensionnement des marches :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-Dimensionnement des cornières :	Erreur ! Signet non défini.
2-1- Évaluation des charges sur les cornières :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Dimensionnement des supports de marches :	Erreur ! Signet non défini.
3-Dimensionnement des limons :.....	Erreur ! Signet non défini.
3-1- Évaluation des charges sur les limons:.....	Erreur ! Signet non défini.
Charges d'exploitation :.....	Erreur ! Signet non défini.
3-2-Dimensionnement des limons:	Erreur ! Signet non défini.
4-Dimensionnement de la poutre palière:	Erreur ! Signet non défini.
4-1- Évaluation des charges de la poutre palière:.....	Erreur ! Signet non défini.
5-ETUDE SISMIQUE :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-GENERALITES :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-Choix de la méthode de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
3-Disposition des contreventements :	Erreur ! Signet non défini.
4-Combinaison des actions :.....	Erreur ! Signet non défini.
4-1-Vérification des périodes :	Erreur ! Signet non défini.
5-Spectre de réponse utilisée :.....	Erreur ! Signet non défini.
6-Vérification des conditions de R.P.A.99 v.2003:	Erreur ! Signet non défini.
6-1. Résultante des forces sismiques de calcul:.....	Erreur ! Signet non défini.
7-vérification des déplacements:	Erreur ! Signet non défini.
6-ASSEMBLAGE	Erreur ! Signet non défini.
1-Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-Principe de calcul des assemblages:	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Caractéristique des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Positionnement des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
2-3-Vérification à faire en cas d'assemblage travaillant au cisaillement ou en traction :	Erreur ! Signet non défini.
3-Assemblage poutre-solive :.....	Erreur ! Signet non défini.
3-1-Disposition des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
3-2- Vérification de l'assemblage :	Erreur ! Signet non défini.
4-Assemblage poteau-poutre :.....	Erreur ! Signet non défini.
4-1-Disposition des boulons :	Erreur ! Signet non défini.
4-2-Vérification de l'assemblage :	Erreur ! Signet non défini.
5-Assemblage pied de poteau :	Erreur ! Signet non défini.
5-1-Calcul de l'assemblage :	Erreur ! Signet non défini.

5-2-Vérification :.....	Erreur ! Signet non défini.
7-VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS	Erreur ! Signet non défini.
1-Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-Vérification des poutres principales :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Vérification de la condition de résistance :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Vérification au déversement :.....	Erreur ! Signet non défini.
3-Vérification des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
3-1-Vérification au flambement :.....	Erreur ! Signet non défini.
8-FONDATIONS	Erreur ! Signet non défini.
1-Dimensionnement des semelles :	Erreur ! Signet non défini.
2-Vérification de la stabilité	Erreur ! Signet non défini.
3-Calcul du ferrailage :.....	Erreur ! Signet non défini.
4-Calcul des longrines :.....	Erreur ! Signet non défini.
4-1-Dimensionnement :.....	Erreur ! Signet non défini.
4-2-Ferrailage :.....	Erreur ! Signet non défini.
4-3-Condition de non fragilité	Erreur ! Signet non défini.
4-4-Calcul des armatures transversales :	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE IV :.....	84
1-Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-Aspect économique :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-1-Le coût des structures :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-1-1-Structure en béton armé :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-2-Structure en construction mixte :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-2-Le délai des structures:	Erreur ! Signet non défini.
2-2-1-Structure en béton armé :	Erreur ! Signet non défini.
2-2-2-Structure en construction mixte :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-Introduction :.....	2
Le projet consiste en une étude détaillée d'un bâtiment R + 4 dans le cas de sa structure en béton armé puis une étude comparative avec une construction mixte.....	2
Le premier mode classique « construction en Béton armé », est le plus répandu dans notre pays de part les moyens matériels mis en œuvre et les compétences humaines disponibles. Ce mode de construction est basé sur une ossature en béton armé, composée d'une structure horizontale (planchers) et une structure verticale (poteaux, voiles).....	2
Le deuxième mode « construction mixte » où on introduit une part importante de charpente métallique. Pour notre cas, la charpente est utilisée dans la structure verticale et horizontale.	2

2-Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	2
2-1-Présentation de l'ouvrage :.....	2
2-2-Avant-projet sommaire et détaillé :.....	3
2-3-Dimensions en élévations et en plans :	3
3-Présentation de la 1 ^{ère} partie (Béton Armé) :	3
3-1-Description de la structure :.....	3
3-1-1-Structure de l'ossature :	3
3-1-2-Plancher :	3
3-1-3-Escalier :	4
3-1-4-Maçonnerie :.....	4
3-1-5-Revêtements :.....	4
3-2-Caractéristique des matériaux :.....	4
3-2-1-Béton :.....	4
3-2-2-Aciers :.....	5
4-Présentation de la 2 ^{ème} partie (Construction Mixte) :.....	6
4-1-Description de la structure :.....	6
4-1-1-Structure de l'ossature :	6
4-1-2-Plancher :	6
4-1-3-Escalier :	6
4-1-4-Maçonnerie :.....	6
4-1-5-Revêtements :.....	6
4-2-Caractéristique des matériaux :.....	6
4-2-1-Le béton :	6
4-2-2-L'aciers de construction :.....	6
1-PREDIMENSIONNEMENT.....	8
1-PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX:	8
1-1-Poutre principale:.....	8
1-2-Poutre secondaire:.....	8
1-3-Poteau:	8
1-3-Conclusion :	9
2-CHARGES ET SURCHARGES :.....	10
1-Calcul d'épaisseur du plancher :.....	10
2-Evaluation des charges et surcharges :	10
2-1-Plancher terrasse (inaccessible) :.....	10
2-2-Plancher l'étage courant :	11

2-3-Mur cloison :	11
2-4 –Acrotère:.....	11
3-CALCUL DES POUTRELLES.....	12
1-Calcul de poutrelle :	12
1-1-Type de poutrelle :.....	12
1-2-Méthode de calcul :	12
1-3-Le principe de calcul :.....	12
1-4-Ferraillage des poutrelles :.....	15
4-CALCUL DE L’ESCALIER :	16
1-Prédimensionnement des escaliers :	16
2-Evaluation des charges et surcharges :.....	17
3-Ferraillage des escaliers :	18
3-1-Ferraillage de la paillasse et du palier :.....	18
3-2-La poutre palière :	19
5-ETUDE SISMIQUE :.....	21
1-GENERALITES :.....	21
2-Choix de la méthode de calcul :	21
3-Disposition des voiles :	21
4-Combinaison des actions :.....	22
4-1-Vérification des périodes :	22
4-2-Vérification de la participation des voiles :.....	23
5-Spectre de réponse utilisé :.....	23
6-Vérification des conditions de R.P.A.:	25
6-1. Résultante des forces sismiques de calcul:	25
7-vérification des déplacements:	27
6-FERRAILLAGE :	28
1-Ferraillage des éléments principaux :	28
1-1-Ferraillage de la poutre principale:.....	28
Condition de non fragilité:	29
$A_{st\ min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28}/f_e$	29
Avec : $f_{t28} = 0.06 * f_{c28} + 0.6 = 0.06 * 25 + 0.6 = 2.1MPa$	29
$A_{st\ min} \geq 0.23 * (0.5 * 0.9) * 0.3 * 2.1400$	29
$A_{st\ min} \geq 1.63cm^2$	29
$A_{st} = 4.62\ cm^2 > A_{st\ min} = 1.63cm^2$	C.V. pour le ferraillage en travée 29
$A_{st} = 9.14\ cm^2 > A_{st\ min} = 1.63cm^2$	C.V. pour le ferraillage en appui 29

❖ Vérification à l'E.L.S. :	29
Vérification des contraintes :	29
Pour la vérification à E.L.S. on doit vérifier les conditions suivantes :	29
$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ Et $\sigma_{st} < \sigma_{st}$	29
Avec :	29
$\sigma_{bc} = M_s * x / I$ Et $\sigma_{st} = M_s * (d - x) / I$	29
$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25$ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	29
« Fissuration préjudiciable » donc :	29
$\sigma_{st} = \min(23 f_{e}; 110 \eta f_{t28}) = \min(23 * 400; 110 * 1.6 * 2.1)$ $\sigma_{st} =$ 201.63 MPa	29
n Coefficient d'équivalence acier-béton $n = E_a E_b = 15$	29
x Position de l'axe neutre déterminé à partir de la formule suivante :	29
$b x^2 - n A_s t d - x = 0$ pour la travée $x = 12.3 \text{ cm}$ pour l'appui $x =$ 16.22 cm	29
I Inertie de la section par rapport à l'axe neutre donnée par :	29
$I / AN = b x^3 / 3 + n A_s t d - x^2$ pour la travée $I / AN = 9.27 * 10 -$ 4 m ⁴ pour l'appui $I / AN = 15.62 * 10 - 4 \text{ m}^4$	29
Pour la travée $\sigma_{bc} = M_s * x / I = 6.44 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ Condition vérifiée	30
Pour l'appui $\sigma_{bc} = M_s * x / I = 5.04 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ Condition vérifiée	30
Pour la travée $\sigma_{st} = n * M_s * d - x / I = 256.9 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} > \sigma_{st}$ Condition non vérifiée	30
Pour l'appui $\sigma_{st} = n * M_s * d - x / I = 238.03 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} > \sigma_{st}$ Condition non vérifiée	30
On augmente le ferrailage afin de vérifier toute les conditions. Le ferrailage pris est : ...	30
Pour la travée $A_s t = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$	30
Pour l'appui $A_s t = 5T14 + 3T12 = 11.09 \text{ cm}^2$	30
Vérification au cisaillement :	30
$\tau_u = T_u b * d = 112.49 * 10 - 30.3 * (0.9 * 0.5)$ $\tau_u = 0.833 \text{ MPa}$	30
$\tau = \min(0.15 f_{c28} \gamma_b; 4 \text{ MPa})$ $\tau = 2.5 \text{ MPa}$	30
$\tau_u < \tau$ Condition vérifiée	30
Espacement des armatures transversales : (on choisit le ferrailage transversal $\Phi 8$)	30
S = 10 cm Sur une longueur de 2h = 1m	30
S' = 25 cm Sur tout le reste de la poutre	30
Le même principe que pour les calculs précédents. Le ferrailage obtenu après que toutes les conditions ont été vérifiées est ci-dessous :	30

En travée : $Ast = 5T14$	30
En appui : $Ast = 5T14 + 4T12$	30
1-2-Ferraillage de la poutre secondaire:	31
1-3-Ferraillage du poteau :	31
2-Etudes des voiles :	33
2-1-Dimensionnement des murs voiles :.....	33
2-2-Vérification des contraintes tangentielles :	33
7-FONDATIONS :	35
1-Généralités :	35
2-Etude des semelles :	35
2-1-Semelle isolée :	35
2-2-Semelle filante :	37
1-CHARGES ET SURCHARGES.....	40
1-Introduction :	40
2-Evaluation des charges :	40
2-1-Charge permanente et d'exploitation :.....	40
2-2-Charge climatique :	41
2-PREDIMENSIONNEMENT.....	48
1-Introduction :	48
2-Prédimensionnement des solives :	48
2-1-Terrasse inaccessible :	48
2-2-Etage courant :	49
3-Prédimensionnement des poutres sablières :	49
4-Prédimensionnement des poutres principales :	50
5- Prédimensionnement des poteaux :	50
3-PLANCHER MIXTE	52
1-Vérification aux étapes de montage :	52
1-1-Descente des charges :	52
1-2-vérification de la flèche :	52
2-2-Condition de résistance :	52
2-3-Vérification au cisaillement :	52
4-Vérification après exécution :	53
4-1-Calcul de l'axe neutre :	53
4-2-Calcul moment d'inertie :	53
4-3-Calcul des contraintes de flexion :	54

4-4-Vérification de la section du profilé :	54
4-5-Vérification des connecteurs :	55
4-ETUDE DES ESCALIERS	57
1-Dimensionnement des marches :	57
2-Dimensionnement des cornières :	57
2-1- Évaluation des charges sur les cornières :	57
2-2-Dimensionnement des supports de marches :	57
3-Dimensionnement des limons :	58
3-1- Évaluation des charges sur les limons:.....	58
Charges d'exploitation :	58
3-2-Dimensionnement des limons:	58
4-Dimensionnement de la poutre palière:	59
4-1- Évaluation des charges de la poutre palière:	59
5-ETUDE SISMIQUE :	60
1-GENERALITES :	60
2-Choix de la méthode de calcul :	60
3-Disposition des contreventements :	60
4-Combinaison des actions :	61
4-1-Vérification des périodes :	61
5-Spectre de réponse utilisée :	62
6-Vérification des conditions de R.P.A.99 v.2003:	64
6-1. Résultante des forces sismiques de calcul:	64
7-vérification des déplacements:	65
6-ASSEMBLAGE	67
1-Introduction :	67
2-Principe de calcul des assemblages:	67
2-1-Caractéristique des boulons :	67
2-2-Positionnement des boulons :	68
2-3-Vérification à faire en cas d'assemblage travaillant au cisaillement ou en traction :	69
3-Assemblage poutre-solive :	70
3-1-Disposition des boulons :	70
3-2- Vérification de l'assemblage :	71
4-Assemblage poteau-poutre :	73
4-1-Disposition des boulons :	73
4-2-Vérification de l'assemblage :	74

5-Assemblage pied de poteau :	76
5-1-Calcul de l'assemblage :	76
5-2-Vérification :	76
7-VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS	78
1-Introduction :	78
2-Vérification des poutres principales :	78
2-1-Vérification de la condition de résistance :	78
2-2-Vérification au déversement :	78
3-Vérification des poteaux :	80
3-1-Vérification au flambement :	80
8-FONDATIONS	82
1-Dimensionnement des semelles :	82
2-Vérification de la stabilité	82
3-Calcul du ferrailage :	82
4-Calcul des longrines :	82
4-1-Dimensionnement :	82
4-2-Ferrailage :	82
4-3-Condition de non fragilité	83
4-4-Calcul des armatures transversales :	83
1-Introduction :	85
2-Aspect économique :	85
2-1-Le coût des structures :	85
2-1-1-Structure en béton armé :	85
2-1-2-Structure en construction mixte :	87
2-2-Le délai des structures:	90
2-2-1-Structure en béton armé :	90
2-2-2-Structure en construction mixte :	92
3-Aspect technique :	95
3-1-Phase de construction.....	95
3-2-Comportement :	95
3-2-1-Poids de la structure :	95
3-2-2-Période de la structure	95
3-2-3-Déplacement de la structure :	96
4-Conclusion	94
CONCLUSION GENERALE :	84

DESSIN DE FERRAILLAGE :.....	1
Ferrailage des poutres principales :.....	1
Ferrailage des poutres secondaires :.....	2
Ferrailage des escaliers :.....	3
Ferrailage des poteaux :	4
Ferrailage des semelles :.....	4

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Valeurs des limites d'élasticités	5
Tableau 2-1 : Combinaison des états limitent des escaliers	17
Tableau 2-2 : Valeur des périodes de chaque mode	23
Tableau 2-3 : Participation des voiles dans les charges sismiques	23
Tableau 2-4 : Valeurs de pénalités Q	24
Tableau 2-5 : Participation des masses modal	25
Tableau 2-6 : Le poids de chaque étage de la structure donné par S.A.P.2000	26
Tableau 2-7 : Résultat des forces sismiques à la base	26
Tableau 2-8 : vérification des déplacements suivant X	27
Tableau 2-9 : vérification des déplacements suivant Y	27
Tableau 2-10 : Valeur des moments fléchissant et effort tranchant de la poutre	28
Tableau 2-11 : Récapitulatif sur le ferrailage de la poutre	31
Tableau 2-12 : Valeur des moments fléchissant et effort tranchant du chaînage	31
Tableau 2-13 : Récapitulatif sur le ferrailage du chaînage	31
Tableau 2-14 : Récapitulatif sur le ferrailage des poteaux	32
Tableau 2-15 : Vérification des contraintes tangentielles	33
Tableau 2-16 : Valeur maximal des sollicitations pour l'étude des voiles	33
Tableau 2-17 : Valeur des extrêmes donnés par le S.A.P.2000	35
Tableau 2-18 : Dimension des semelles	36
Tableau 2-19 : Ferrailage des semelles à l'E.L.U.	36
Tableau 2-20 : Ferrailage des semelles à l'E.L.S.	36
Tableau 2-21 : Valeur maximal donné par le S.A.P.2000	37
Tableau 3-1 : Les valeurs des pressions dynamiques	43
Tableau 3-2 : Pression du vent sur la toiture (sens V1)	45
Tableau 3-3 : Pression du vent sur la toiture (sens V2)	46
Tableau 3-4 : Pression du vent sur la toiture (sens V3)	46
Tableau 3-5 : Pression du vent sur la paroi (sens V1)	46
Tableau 3-6 : Pression du vent sur la paroi (sens V2)	46
Tableau 3-7 : Pression du vent sur la paroi (sens V3)	47
Tableau 3-8 : Caractéristique du profilé laminé H.E.A.220	51
Tableau 3-9 : Résultat du calcul du prédimensionnement	51
Tableau 3-10 : Valeur des périodes de chaque mode	61
Tableau 3-11 : Valeurs de pénalités Q	62
Tableau 3-12 : Participation des masses modal	63
Tableau 3-13 : Le poids de chaque étage de la structure donné par S.A.P.2000	64
Tableau 3-14 : Résultat des forces sismiques à la base	64
Tableau 3-15 : vérification des déplacements	65
Tableau 3-16 : vérification des déplacements	65
Tableau 3-17: Classe des boulons et leurs contraintes σ_{eb} et σ_R	66
Tableau 3-18: Caractéristique mécanique des boulons	67
Tableau 3-19: Positionnement des boulons	67
Tableau 3-20: Les charges maximales sur les poutres principales	77
Tableau 3-21: les charges maximales sur poteaux	79
Tableau 4-1 : Prix unitaire des barres de ferrailage	84
Tableau 4-2 : Prix des profilés pour un étage courant	86

Tableau 4-3 : Prix des profilés pour la terrasse inaccessible	87
Tableau 4-4 : Récapitulatif du coût des deux structures	88
Tableau 4-5 : Les délais de construction de la structure en Béton Armé (1 ^{ère} partie)	89
Tableau 4-5 : Les délais de construction de la structure en Béton Armé (2 ^{ème} partie)	90
Tableau 4-6 : Les délais de construction de la structure en Construction Mixte (1 ^{ère} partie)	91
Tableau 4-6 : Les délais de construction de la structure en Construction Mixte (2 ^{ème} partie)	92
Tableau 4-7 : Comparaison technique durant la construction	94
Tableau 4-8 : Période de la structure	94

Liste des Figures

Figure 2-1 : Coupe de l'acrotère.....	11
Figure 2-2 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type I de l'étage courant.....	13
Figure 2-3 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type II de l'étage courant.....	14
Figure 2-4 : Schéma statique d'une foulé d'escalier.....	16
Figure 2-5 : Schéma statique des escaliers.....	18
Figure 2-6 : Disposition des voiles.....	21
Figure 2-7: Spectre d'accélération sismique.....	25
Figure 2-8 : Coupe d'un mur voile en élévation et en plan.....	33
Figure 3-1 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1	43
Figure 3-2 : Valeur de C_{pe} dans le sens 2.....	43
Figure 3-3 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1.....	44
Figure 3-4 : Valeur de C_{pe} dans le sens 2.....	44
Figure 3-5 : Valeur de C_{pe} dans le sens 3.....	44
Figure 3-6 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1.....	44
Figure 3-7 : Valeur de C_{pe} dans le sens 2.....	44
Figure 3-8 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1.....	44
Figure 3-9 : Valeur de C_{pe} dans les parois.....	45
Figure 3-10 : Entre axe maximale des solives dans la terrasse inaccessible.....	48
Figure 3-11 : Largeur de la dalle reprise par la solive.....	48
Figure 3-12 : Le poteau le plus sollicité.....	50
Figure 3-13 : coupe transversale du plancher.....	53
Figure 3-14	54
Figure 3-15 : Disposition des contreventements.....	59
Figure 3-16 : Spectre d'accélération sismique.....	62
Figure 3-17 : Disposition des boulons.....	67
Figure 3-18 : Détails de l'assemblage entre la poutre I.P.E.330 et la solive I.P.E. 180.....	71
Figure 3-19 : Détails de l'assemblage entre le poteau H.E.A.260 et la poutre I.P.E.330.....	74
Figure 3-20 : Détails de l'assemblage pied de poteau.....	76

Figure 4-1 : Graphique en barre des délais.....	93
Figure 4-2 : Graph des périodes en fonction des modes.....	95
Figure 4-3 : Graph des déplacements dans la direction X.....	95
Figure 4-4 : Graph des déplacements dans la direction Y.....	95

1-Introduction :

Le projet consiste en une étude détaillée d'un bâtiment R + 4 dans le cas de sa structure en béton armé puis une étude comparative avec une construction mixte.

Le premier mode classique « construction en Béton armé », est le plus répandu dans notre pays de part les moyens matériels mis en œuvre et les compétences humaines disponibles. Ce mode de construction est basé sur une ossature en béton armé, composée d'une structure horizontale (planchers) et une structure verticale (poteaux, voiles).

Le deuxième mode « construction mixte » où on introduit une part importante de charpente métallique. Pour notre cas, la charpente est utilisée dans la structure verticale et horizontale.

Les outils utilisés dans cette étude sont le logiciel **S.A.P. 2000 v.14** pour le calcul des éléments structuraux des deux modes de construction et le logiciel **M.S.PROJECT** pour définir les plannings de réalisation des deux structures afin de faire une comparaison sur les délais de réalisation.

Les documents techniques, les règles et normes de calcul en vigueur utilisés dans ce projet sont les suivants :

- ✓ Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003
- ✓ Document Technique Règlementaire (Charges permanentes et charges d'exploitations)
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91)
- ✓ Calcul de Charpente Métallique 97
- ✓ Règlement Neige et Vent 99
- ✓ EUROCODES 3 et 4

2-Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux :

2-1-Présentation de l'ouvrage :

Ce projet nous a été proposé par le bureau d'étude M.H.T.(MAKTEB HANDASSA TLEMCEN) situé à Tlemcen. L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un immeuble d'habitation (R + 4) Classé en groupe d'usage 2.b selon R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à TLEMCEN Remchi sur un site plat en zone de faible sismicité (ZONE I).

2-2-Avant-projet sommaire et détaillé :✓ **Avant-projet sommaire (A.P.S.) :**

C'est pour ces raisons citées précédemment que le projet doit être établi selon certaines étapes, parmi elles l'établissement d'un avant-projet sommaire ordinaire qui a pour but de faire le choix de la structure, il comprend :

- Un plan de masse pour définir l'emplacement de la structure.
- Une vue en plan (**ECH 1/100** ou **1/200** selon la taille de la structure).
- Un profil en long dans l'axe de la structure.
- Un mémoire explicatif, dont le but est de justifier les raisons du choix de la solution, et les raisons de l'élimination des autres solutions.

✓ **Avant-projet détaillé : (A.P.D.) :**

Après l'A.P.S., il y aura une réunion officielle qui permet de soumettre le projet aux différents concessionnaires (entreprise, atelier pour la fabrication ...) pour obtenir les décisions définitives de ces services (par exemple : définir les profilés, types d'aciers et qualité du béton qui doivent passer dans la structure, ... etc.).

On doit alors faire un A.P.D. de la structure qui est une étude beaucoup plus détaillée, de la structure.

Cet A.P.D. va servir à l'établissement du dossier d'appel d'offre. Puisque il fixe les principales caractéristiques géométriques et fonctionnelles du franchissement et permet une estimation assez fine des dépenses prévisibles.

2-3-Dimensions en élévations et en plans :

- 1 - Hauteur totale -----H =18,89 m
- 2 - Hauteur d'étage courant et R.D.C. -----h =3,47 m
- 3 - Longueur totale -----L =24,4 m
- 4 - Largeur totale -----l = 20,45 m

3-Présentation de la 1^{ère} partie (Béton Armé) :**3-1-Description de la structure :****3-1-1-Structure de l'ossature :**

La stabilité de l'ouvrage est assuré par :

- ❖ Des portiques auto-stables (poteaux-poutres).
- ❖ Des murs voiles parasismiques.

3-1-2-Plancher :

Les planchers, à tous les niveaux, sont réalisés en corps creux de 16 cm d'épaisseur avec de dalle de compression de 5cm reposant sur des poutrelles.

3-1-3-Escalier :

L'escalier est de type droit, il est constitué de deux volées. Les éléments de l'escalier sont tous coulés sur place.

3-1-4-Maçonnerie :

- ❖ Les murs extérieurs « double cloisons » sont en briques creuses de 15cm et 10 cm séparées par un vide de 5 cm.
- ❖ Les murs intérieurs « cloisons » sont en briques creuses de 10 cm
- ❖ Les revêtements sont prévus en carrelage et céramique.

3-1-5-Revêtements :

- ❖ Carrelage pour les sols et les escaliers (2cm).
- ❖ Mortier de pose : une couche de mortier de 2cm, pour fixer le carrelage.
- ❖ Enduit en plâtre pour les murs intérieurs (2 cm).
- ❖ Etanchéité : sur les terrasses extérieures.

3-2-Caractéristique des matériaux :

Le béton et les aciers d'armature seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures définies par le règlement **C.B.A.93** en vigueur en Algérie.

3-2-1-Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres Cassées,...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

La composition du béton doit assurer :

- Une bonne résistance mécanique .
- Une résistance aux agressions chimique .
- Une mise en œuvre satisfaisante (l'ouvrabilité) .
- Le béton utilisé pour la construction des éléments de la structure doit être dosé à 350 Kg /m³ à base de ciment CPA 325 .
- Le béton de propreté doit être dosé à 150 Kg / m³ à base de ciment CPA 325 .
CPA : Ciment portland artificiel .
- Il faut que le gravier , sable , l'eau soient propre , que le mélange soit satisfaisant et la masse du béton soit fortement serrée (compacter par vibration) .
- La masse volumique de béton armé est de 2.50 t / m³ .

3-2-1-1-Résistance à la compression :

La résistance du béton est déterminée par essai de compression qui nous fixe sa contrainte de résistance à la compression à 28 jours. Elle est égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

3-2-1-2-Résistance à la traction :

La contrainte de résistance à la traction est donné par :

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

3-2-1-3-Le module de déformation instantané (E_{ij}) :

Durée d'application des charges < 24 heures

$$E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{1/3} = 11000 * 25^{1/3} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa}$$

3-2-1-4-Le module de déformation différée (E_{vj}) :

Longue durée d'application > 24 heures

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3} = 3700 * 25^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,87 \text{ MPa}$$

3-2-1-5-Coefficient de poisson ν :Le coefficient de poisson est pris égale à : (donnée par le **C.B.A.93**) .

- $\nu = 0,20$; Pour la justification aux E.L.S (Section non fissurée) .
- $\nu = 0$; Dans le cas des E.L.U.

3-2-2-Aciers :**3-2-2-1-Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ❖ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ❖ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000 \text{ MPa}$

3-2-2-2-Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité F_e récapitulée dans le tableau ci-dessous :

Type	Nuance	F_e	Emploi
Ronds lisse	FeE22	215	Emploi courant ou Epingle
	FeE24	235	
Barre Haute Adhérence	FeTE40	400	Emploi courant
	FeTE50	500	
Fils tréfiles HA	FeTE40	400	Barres droites ou de treillis
	FeTE50	500	
Fils tréfiles HA	TL50 ϕ > 6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 ϕ > 6mm	520	

Tableau 1-1- valeurs des limites d'élasticités

4-Présentation de la 2^{ème} partie (Construction Mixte) :

4-1-Description de la structure :

4-1-1-Structure de l'ossature :

- ❖ Des portiques rigides auto-stables dans le sens transversal.
- ❖ Des palées de stabilité en X dans l'autre sens longitudinal.

4-1-2-Plancher :

On a adopté des planchers mixtes à dalle collaborante avec une tôle de type HI-BOND étant la solution économique et la plus judicieuse techniquement.

4-1-3-Escalier :

L'escalier est de type droit constitue de deux volées ; des éléments de l'escalier sont tous coulés sur place.

4-1-4-Maçonnerie :

- ❖ Les murs extérieurs « double cloison » sont en briques creuses de 15cm et 10 cm séparées par un vide de 5 cm.
- ❖ Les murs intérieurs « cloisons » sont en briques creuses de 10 cm
- ❖ Les revêtements sont prévus en carrelage et céramique.

4-1-5-Revêtements :

- ❖ Carrelage pour les sols et les escaliers (2cm).
- ❖ Mortier de pose : une couche de mortier de 2cm, pour fixer le carrelage.
- ❖ Tôle d'épaisseur 5 et 10mm, pour les marches et les paliers des escaliers.
- ❖ Enduit en plâtre pour les murs intérieurs (2 cm).
- ❖ Etanchéité : sur les terrasses extérieures.

4-2-Caractéristique des matériaux :

4-2-1-Le béton :

On utilise un béton C20/25 pour les plancher dont les caractéristiques sont :

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

Le module d'élasticité longitudinale $E = 14000 \text{ MPa}$

Le Coefficient de retrait $\epsilon = 4 \times 10^{-4}$

4-2-2-L'aciers de construction :

On utilise un acier ordinaire (Fe360) pour l'ossature métallique qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E = 210000 \text{ MPa}$

Module d'élasticité transversal $G = 81000 \text{ MPa}$

La limite élastique de traction, $f_y = 235 \text{ MPa}$

La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58f_y \text{ MPa}$

La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

1-PREDIMENSIONNEMENT**1-PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX:****1-1-Poutre principale:**

On suivant le règlement R.P.A.99 les poutres doivent satisfaire les exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

La hauteur et la largeur choisies sont comprises entre les intervalles:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

Avec : L_{max} les poutres maximales de la poutre dans le sens considère entre axe d'appuis
 $L_{max}=5.6\text{m}$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \implies 37.33 \leq h \leq 56 \implies h=50 \text{ cm}$$

$$\frac{50}{5} \leq b \leq \frac{50}{2} \implies 10 \leq b \leq 25 \implies b=30 \text{ cm}$$

1-2-Poutre secondaire:

Les mêmes exigences que pour les poutres principales sont appliquées :

La hauteur et la largeur choisies sont comprises entre les intervalles:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

Avec : L_{max} les longueurs maximales de la poutre dans le sens considère entre axe d'appuis $L_{max}=3.84\text{m}$

$$\frac{384}{15} \leq h \leq \frac{384}{10} \implies 25.6 \leq h \leq 38.4 \implies h=30 \text{ cm}$$

$$\frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \implies 6 \leq b \leq 10 \implies b=30 \text{ cm}$$

1-3-Poteau:**Prédimensionnement par B.A.E.L.**

Le prédimensionnement du poteau se fait pour qu'on ait un flambement inférieur à 35
($\lambda \leq 35$) on le prend $\lambda = 35$

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 * f_e}{100 * \gamma_s}}$$

Avec :

B_r : La section réduite $B_r = (a - 0.02) * (b - 0.02)$ (en m²)

β : Coefficient de correction $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \Rightarrow \beta = 1.2$

$$N_u = P * S * n \text{ Avec : } \begin{cases} P=1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2 \\ S : \text{ la plus grande surface que le poteau prend} \\ n : \text{ nombre d'étage + la terrasse inaccessible} \end{cases}$$

$$N_u = 10 * \left(\left(\frac{5.60+3.96}{2} \right) + \left(\frac{3.30+3.84}{2} \right) \right) * 5 \Rightarrow N_u = 853.23 \text{ kN}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec } \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 15.87 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa et } \gamma_s = 1.15$$

$$B_r \geq \frac{1.2 * 853.23 * 10^{-3}}{\frac{15.87}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}} \Rightarrow B_r \geq 0.054 \text{ m}^2$$

En supposant que notre poteau est carré : $B_r = (a - 0.02)^2$

$$\text{Donc } (a - 0.02)^2 \geq 0.054 \Rightarrow a \geq 0.252 \text{ m}$$

Les dimensions de notre poteau sont **a=b=30 cm**

(Pour les poteaux du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages)

Et **a=b=35cm** pour les poteaux du R.D.C. et 1^{er} étage

Vérification par R.P.A.99 v.2003

Les poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

- ❖ $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ pour les zones à faible sismicité (Zone I) \Rightarrow .. Condition vérifiée
- ❖ $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur entre plancher
 $\frac{h_e}{20} = \frac{347-21}{20} = 16.3 \leq \text{Min}(a, b) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- ❖ $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

1-3-Conclusion :

Dimension de la poutre principale \Rightarrow (bxh)= (30x50)

Dimension de la poutre secondaire \Rightarrow (bxh)= (30x30)

Dimension des poteaux du rez de chaussée et 1^{er} étage \Rightarrow (axb)= (35x35)

Dimension des poteaux du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages \Rightarrow (axb)= (30x30)

2-CHARGES ET SURCHARGES :

1-Calcul d'épaisseur du plancher :

Pour dimensionner le plancher il faut que l'épaisseur vérifie la condition suivante :

$$h_p \geq \frac{L}{22.5} \quad \left. \begin{array}{l} h_p = \text{la hauteur totale du plancher} \\ L_{\max} = \text{la grande portée de la travée entre axe d'appuis} \end{array} \right\}$$

$L_{\max} = 3.84 \text{ m}$

$$h_p \geq \frac{384}{22.5} \implies h_p \geq 17.06 \text{ cm} \implies h_p = 21 \text{ cm}$$

On prend un plancher en corps creux (16+4).

2-Evaluation des charges et surcharges :

2-1-Plancher terrasse (inaccessible) :

Avec tuile :

1- Tuile	→	0.45 kN/m ²
2- Charge en ciment 22x0.1	→	2.2 kN/m ²
3- Corps creux 16+5	→	2.85 kN/m ²
4- Enduit	→	0.18*2 kN/m ²
5- Faux plafond	→	0.5 kN/m ²

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente} \quad G = 6.4 \text{ kN / m}^2 \\ \text{Charge d'exploitation} \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

Sans tuile :

1- Protection en gravillon	→	0.2x2 kN/m ²
2- Etanchéité	→	0.12 kN/m ²
3- forme de pente	→	22*0.0667 kN/m ²
4- Corps creux (16+5)	→	2.85 kN/m ²
5- Enduit	→	0.18*2 kN/m ²
6- Faux plafond	→	0.5 kN/m ²

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente} \quad G = 6.8 \text{ kN / m}^2 \\ \text{Charge d'exploitation} \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

2-2-Plancher l'étage courant :

1- Carrelage	→	0.2*2 kN/ m ²
2- Mortier de pose	→	0.2*2 kN/ m ²
3- lit de Sable	→	0.17 ×0.01 kN/ m ²
4- Corps creux (16+5)	→	2.85kN/ m ²
5- Enduit	→	2*0.18 kN/ m ²
6- Cloison (10)	→	0.9kN/ m ²
7-Faux plafond	→	0.5 kN/m ²

{	Charge permanente	$G=5.08\text{kN} / \text{m}^2$
	Charge d'exploitation	$\phi =1.5\text{kN/m}^2$

2-3-Mur cloison :

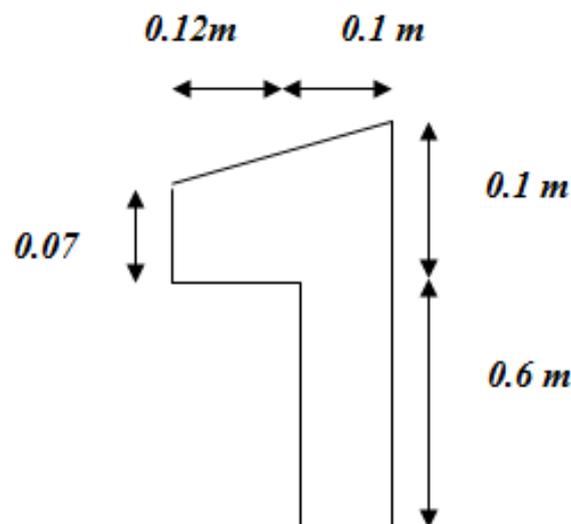
1-Cloison(15)	→	1.3 kN/ m ²
2-Cloison(10)	→	0.9 kN/ m ²
3-Enduit extérieur	→	0.18×2 kN/ m ²
4-Enduit intérieur	→	0.18×2 kN/ m ²

{	Charge permanente	$G=2.92 \text{ kN/ m}^2$
	Sous poutre principale	$G=2.92*(3.47-0.50)=8.7 \text{ kN/ m}^2$
	Sous poutre secondaire	$G=2.92*(3.47-0.30)= 9.3 \text{ kN/ m}^2$

2-4 -Acrotère:

$$S = (0.6 * 0.1) + (0.07 * 0.12) + \frac{0.03 * 0.12}{2} = 0.0702 \text{ m}^2$$

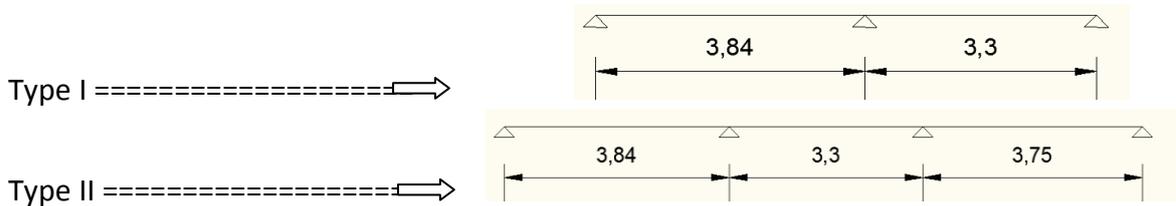
$$G=0.0702 \times 25=1.755\text{kN/ml}$$

**Figure 2-1 : Coupe de l'acrotère**

3-CALCUL DES POUTRELLES

1-Calcul de poutrelle :

1-1-Type de poutrelle :



1-2-Méthode de calcul :

La méthode de calcul appropriée est la méthode forfaitaire après que les vérifications soient faites :

- Plancher a surcharge modéré $Q \leq 2G$ et $Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$
- L'inertie des différentes travées est constante.
- La fissuration est non préjudiciable
- Le rapport des travées est compris entre 0.8 et 1.25 $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Les conditions citées ci-dessous étant vérifié, le calcul se fera par cette méthode.

1-3-Le principe de calcul :

On isole les travées et on calcule le moment M_0 avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On calcule le coefficient $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les moments M_T , M_D , et M_G doivent vérifiées la condition suivante

$$M_T + \frac{M_D + M_G}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

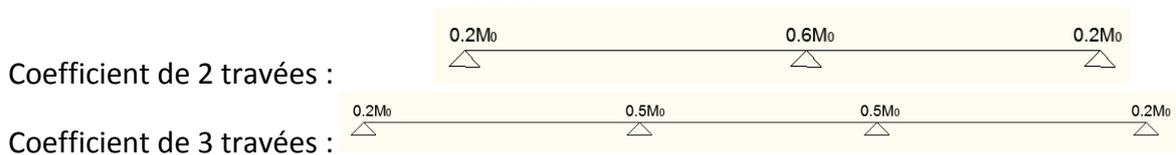
Avec : $(1 + 0.3\alpha) > 1.05$ dans le cas où se coefficient est inferieur a la valeur 1.05, on le égale à celle-ci

M_T : Moment en travée

M_D : Moment droite de l'appui

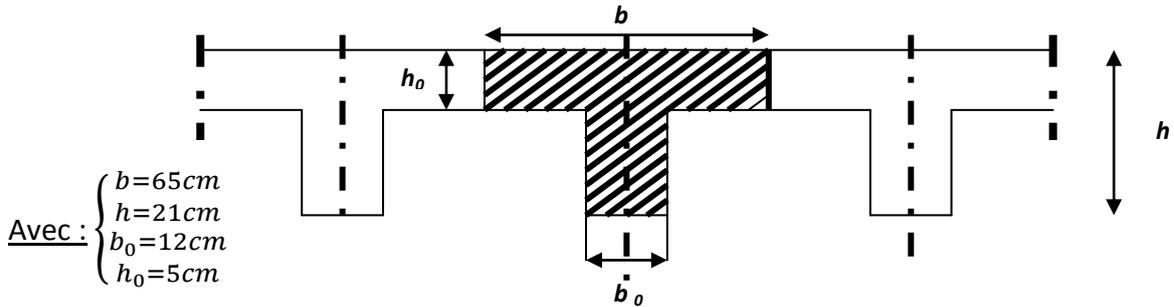
M_G : Moment gauche de l'appui

Les valeurs des moments à prendre en considération dépendent des nombres de travées, dans notre cas on a les coefficients suivant :



$$M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \implies \text{Pour une travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \implies \text{Pour une travée d'intermédiaire}$$



1-3-1-Etage courant :

Type I

$$\begin{cases} G = 5.6 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G = 5.6 * 0.65 = 3.64 \text{ kN/ml} \\ Q = 1.5 * 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{ELU} = (1.35 * 3.64) + (1.5 * 0.975) = 6.38 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS} = 3.64 + 0.975 = 4.615 \text{ kN/ml} \end{cases}$$



$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.38 * 3.84^2}{8} \Rightarrow M_0 = 11.75 \text{ kNm}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.6} \Rightarrow \alpha = 0.211$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.07 > 1.05$$

- ✓ $M_G = 0.2M_0$
- ✓ $M_D = 0.6M_0$
- ✓ $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T = 0.65 M_0$

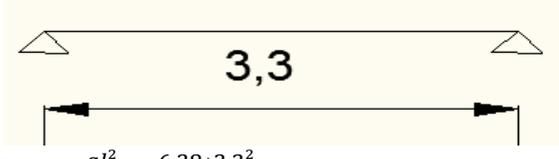
$$\begin{cases} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

On augmente les coefficients des moments :

- ✓ $M_G = 0.2M_0$
- ✓ $M_D = 0.65M_0$
- ✓ $M_T = 0.7 M_0$

$$\begin{cases} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.125M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{cases} \Rightarrow \dots$$

Condition vérifiée



$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.38 * 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 8.68 \text{ kNm}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.6} \Rightarrow \alpha = 0.211$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.07 > 1.05$$

- ✓ $M_G = 0.2M_0$
- ✓ $M_D = 0.6M_0$
- ✓ $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_T = 0.65 M_0$

$$\begin{cases} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

On augmente les coefficients des moments :

- ✓ $M_G = 0.2M_0$
- ✓ $M_D = 0.65M_0$
- ✓ $M_T = 0.7 M_0$

$$\begin{cases} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.125M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{cases} \Rightarrow \dots$$

Condition vérifiée

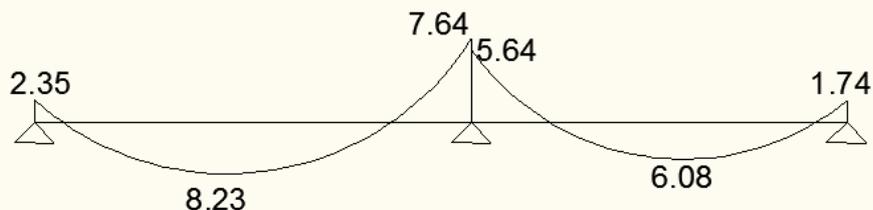


Figure 2-2 : Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle type I de l'étage courant

Type II

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.38 \cdot 3.84^2}{8}$ $M_0 = 11.75 \text{ kNm}$ $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.6}$ $\alpha = 0.211$ $(1 + 0.3\alpha) = 1.07 > 1.05$ <ul style="list-style-type: none"> ✓ $M_G = 0.2M_0$ ✓ $M_D = 0.5M_0$ ✓ $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ $M_T = 0.65 M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{array} \right.$ <p>Condition non vérifié</p> <p>On augmente les coefficients des moments :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ $M_G = 0.2M_0$ ✓ $M_D = 0.6M_0$ ✓ $M_T = 0.7 M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.1M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{array} \right.$ <p>Condition vérifiée</p>	$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.38 \cdot 3.3^2}{8}$ $M_0 = 8.68 \text{ kNm}$ $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.6}$ $\alpha = 0.211$ $(1 + 0.3\alpha) = 1.07 > 1.05$ <ul style="list-style-type: none"> ✓ $M_G = 0.5M_0$ ✓ $M_D = 0.5M_0$ ✓ $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ $M_T = 0.55 M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{array} \right.$ <p>Condition non vérifié</p> <p>On augmente les coefficients des moments :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ $M_G = 0.55M_0$ ✓ $M_D = 0.55M_0$ ✓ $M_T = 0.55M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.1M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{array} \right.$ <p>Condition vérifiée</p>	$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.38 \cdot 3.75^2}{8}$ $M_0 = 11.21 \text{ kNm}$ $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.6}$ $\alpha = 0.211$ $(1 + 0.3\alpha) = 1.07 > 1.05$ <ul style="list-style-type: none"> ✓ $M_G = 0.5M_0$ ✓ $M_D = 0.2M_0$ ✓ $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ $M_T = 0.65 M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{array} \right.$ <p>Condition non vérifié</p> <p>On augmente les coefficients des moments :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ $M_G = 0.6M_0$ ✓ $M_D = 0.2M_0$ ✓ $M_T = 0.7 M_0$ $\left\{ \begin{array}{l} M_T + \frac{M_D+M_G}{2} = 1.1M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 = 1.063M_0 \end{array} \right.$ <p>Condition vérifiée</p>

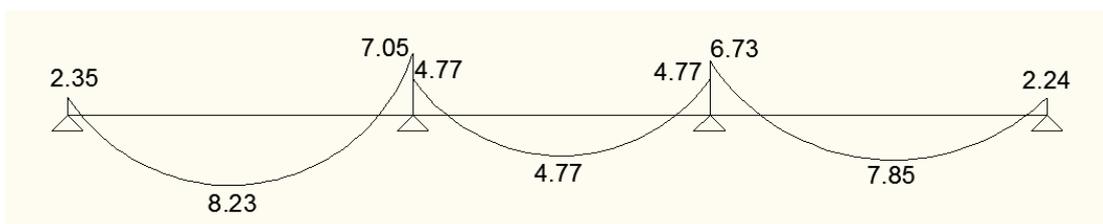
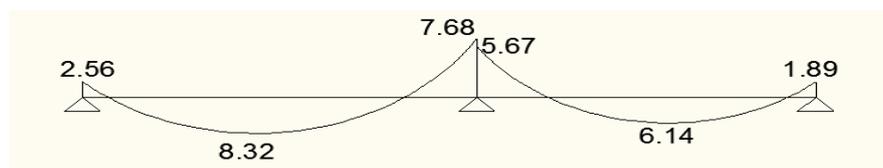


Figure 2-3 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type II de l'étage courant

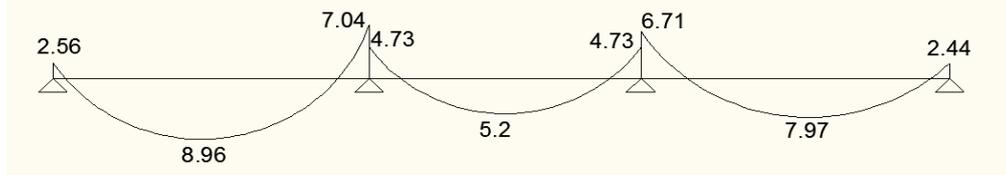
En suivant la même méthodologie on obtient les diagrammes des moments fléchissants des différents type de poutrelles de la terrasse inaccessible avec et sans tuile:

1-3-2-Terrasse inaccessible (sans tuile) :

Type I

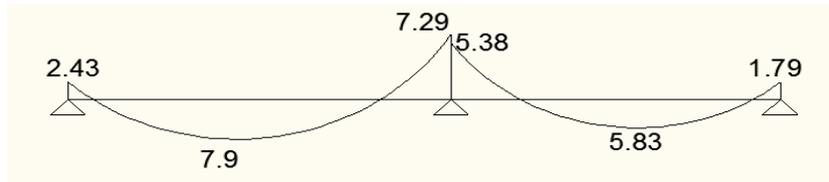


Type II

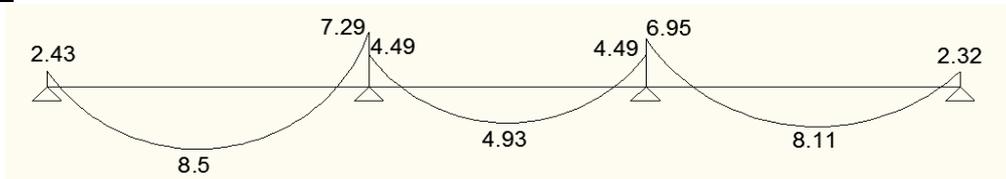


1-3-3-Terrasse inaccessible (avec tuile) :

Type I



Type II



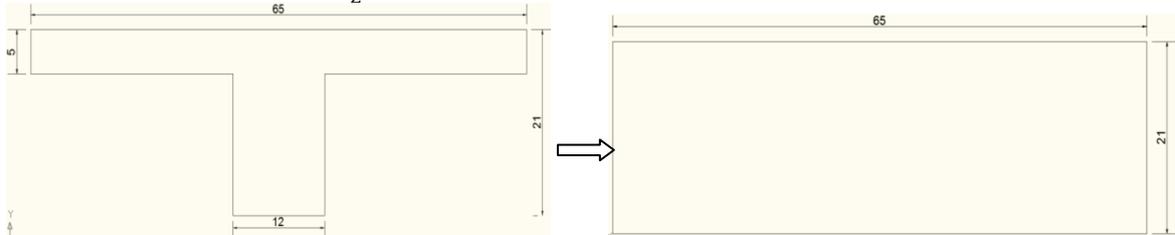
De ces diagrammes des moments fléchissants on prend les plus défavorables afin de calculer le ferrailage des poutrelles et qui sont :

$$\begin{cases} M_{Travée} = 8.96kN.m \\ M_{Appui} = 7.68kN.m \end{cases}$$

1-4-Ferrailage des poutrelles :

En faisant référence au règlement B.A.E.L. 91

$$M_T = b * h_0 * f_{bc} * (d - \frac{h_0}{2}) = 0.076kNm > M_u \implies \text{Axe neutre est dans la table donc :}$$



1-4-1-Ferrailage en travée :

La section à prendre en considération est (bxh) = (65x21)

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.96 * 10^{-3}}{0.65 * (0.9 * 0.21)^2 * \frac{0.85 * 25}{1.5}} = 0.0272 < \mu_R = 0.392 \implies \text{Section Simple}$$

Armature

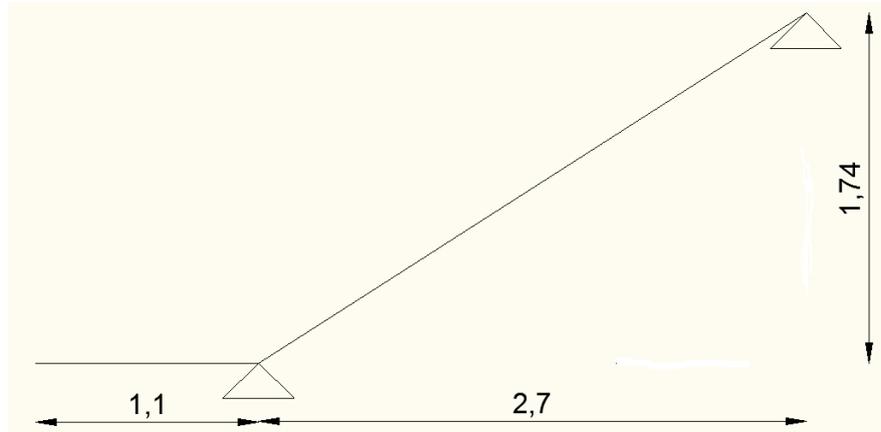
$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0272}) = 0.0345$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.9 * 0.21(1 - 0.4 * 0.0345) = 0.186m$$

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{ST}} = \frac{8.96 * 10^{-3}}{0.186 * \frac{400}{1.15}} = 1.38cm^2 \implies A_{ST} = 2T12$$

1-4-2-Ferrailage en appui :

En utilisant la même méthode que le calcul du ferrailage en travée on trouve le ferrailage en appui $A_{ST} = 2T12$

4-CALCUL DE L'ESCALIER :**1-Prédimensionnement des escaliers :****Figure 2-4 : Schéma statique d'une foulée d'escalier**

D'après la formule de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$

On prend $2h + g = 66\text{ cm}$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ \text{Et} & \Rightarrow \left(2 * \frac{H}{n}\right) + \left(\frac{L}{n-1}\right) = 66 \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

Avec :

- ❖ $H \Rightarrow$ Hauteur d'une foulée d'escalier $H = \frac{\text{hauteur d'un étage} = 3.47}{2} = 1.735\text{ m}$
- ❖ $L \Rightarrow$ longueur d'une foulée d'escalier $L = 2.7\text{ m}$
- ❖ $n \Rightarrow$ nombre de contre marche dans une paillasse

$$\left(2 * \frac{H}{n}\right) + \left(\frac{L}{n-1}\right) = 66 \Rightarrow 2 * H * (n - 1) + (L * n) = 66n^2 - 66n$$

$$\Rightarrow 66n^2 - 683n + 347 = 0$$

$$\begin{cases} n_1 = \frac{683-612.67}{2*66} = 0.52 \Rightarrow \text{Solution refusé} \\ n_2 = \frac{683+612.67}{2*66} = 9.81 \Rightarrow \text{Solution accepté} \end{cases}$$

Donc le nombre de contre marche est de 10

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{173.5}{10} = 17\text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\text{ cm} \end{cases}$$

$$2h + g = (2 * 17) + 30 = 64 \leq 66 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{Longueur de la paillasse} \Rightarrow L = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.21\text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est comprise dans l'intervalle } \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e_p = 15\text{ cm}$$

❖ Epaisseur du palier :

Même principe que pour l'épaisseur de la paillasse \implies on prend $e_p = 15 \text{ cm}$

❖ Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.735}{2.7} = 0.643 \implies \alpha = 32.72^\circ$$

2-Evaluation des charges et surcharges :**Paillasse :**

1-Poids propre de la paillasse	\longrightarrow	$\frac{25 \cdot 0.15}{\cos 32.72} = 4.46 \text{ kN/m}^2$
2-Poids propre des marches	\longrightarrow	$0.17 \cdot \frac{25}{2} = 2.13 \text{ kN/m}^2$
3-Mortier de pose	\longrightarrow	$(0.2 \cdot 2) \cdot 2 = 0.8 \text{ kN/m}^2$
4-Carrelage	\longrightarrow	$\left(0.2 + \frac{170}{270} \cdot 0.2\right) \cdot 2 = 0.652 \text{ kN/m}^2$
5-Lit de sable	\longrightarrow	$0.17 \cdot 1 = 0.17 \text{ kN/m}^2$
6-Enduits de ciment	\longrightarrow	$0.18 \cdot 2 = 0.36 \text{ kN/m}^2$
7-Garde-corps	\longrightarrow	0.9 kN/m^2

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente} \quad G = 9.47 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Charge d'exploitation} \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

Palier :

1-Poids propre de la paillasse	\longrightarrow	$0.15 \cdot 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
2-Mortier de pose	\longrightarrow	$0.2 \cdot 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
3-Carrelage	\longrightarrow	$0.2 \cdot 2 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
4-Lit de sable	\longrightarrow	$0.17 \cdot 1 = 0.17 \text{ kN/m}^2$
5-Enduits de ciment	\longrightarrow	$0.18 \cdot 2 = 0.36 \text{ kN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente} \quad G = 5.08 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Charge d'exploitation} \quad Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaison de charge :

	E.L.U. (kN/ml)	E.L.S. (kN/ml)
combinaison	1,35G+1,5Q	G+Q
paillasse	16,54	11,97
palier	10,61	7,58

Tableau 2-1 : Combinaison des états limites des escaliers

3-Ferraillage des escaliers :

Les ferraillages se font par mètre linéaire

3-1-Ferraillage de la paillasse et du palier :

Calcul à l'E.L.U. :

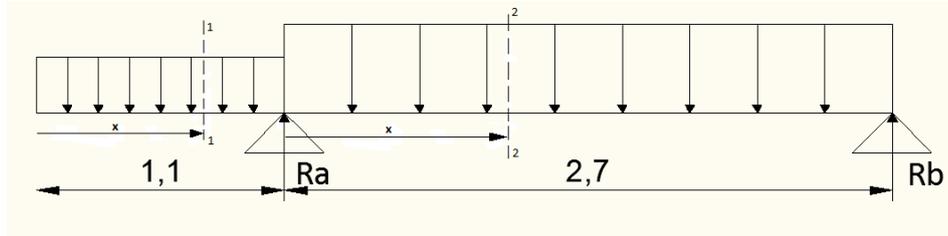


Figure 2-5 : Schéma statique des escaliers

Calcul des réactions d'appui :

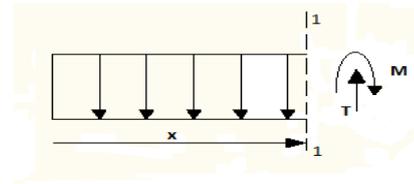
$$\sum M/B = 0 \implies R_A * 2.7 - \left(\frac{16.54 * 2.7^2}{2} \right) - \left(10.61 * 1.1 * \left(\frac{1.1}{2} + 2.7 \right) \right) = 0$$

$$R_A = 36.38 \text{ kN}$$

Calcul des moments fléchissants :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

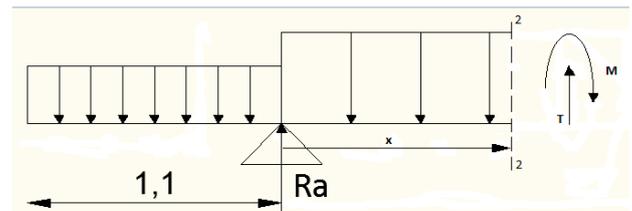
$$M(x) = -\frac{10.61 * x^2}{2} \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kNm} \\ M(1.1) = -6.42 \text{ kNm} \end{cases}$$



Section 2-2 : $0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$

$$M(x) = 36.38x - \frac{16.54 * x^2}{2} - \left((10.61 * 1.1) * \left(x + \frac{1.1}{2} \right) \right)$$

$$\begin{cases} M(0) = -6.42 \text{ kNm} \\ M(2.7) = 0 \text{ kNm} \\ \text{Pour } M'(x) = 0 \implies x = 1.5 \text{ m} \\ M(1.5) = 12.04 \text{ kNm} \end{cases}$$



Calcul du ferraillage :

❖ Ferraillage principal :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.04 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.15)^2 * \frac{0.85 * 25}{1.5}} = 0.0466 < \mu_R = 0.392 \implies$$

section a simple armature

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0466}) = 0.0597$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.9 * 0.15(1 - (0.4 * 0.0597)) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{12.04 \cdot 10^{-3}}{0.132 \cdot \frac{400}{1.15}} = 2.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ST} = 3T12$$

❖ **Ferraillage du chapeau :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.42 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.9 \cdot 0.15)^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 25}{1.5}} = 0.0248 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section a simple}$$

armature

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0248}) = 0.0315$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.9 \cdot 0.15(1 - (0.4 \cdot 0.0315)) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{6.42 \cdot 10^{-3}}{0.133 \cdot \frac{400}{1.15}} = 1.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ST} = 3T12$$

❖ **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{ST}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Le ferraillage se fait avec les barres T10 avec des espacements de 15 cm}$$

Calcul à l'E.L.S. :

- ❖ La réaction obtenue $R_A = 26.20 \text{ kN}$
- ❖ Le moment obtenu $M = 8.74 \text{ kNm}$

Le même principe de calcul que l'E.L.U. et donc les résultats sont ci-dessous :

Le ferraillage principal $\Rightarrow A_{ST} = 3T12$

Le ferraillage du chapeau $\Rightarrow A_{chap} = 3T12$

Le ferraillage de répartition $\Rightarrow A_r = T10$ avec des espacements de 15 cm

3-2-La poutre palière :

Calcul à l'E.L.U. :

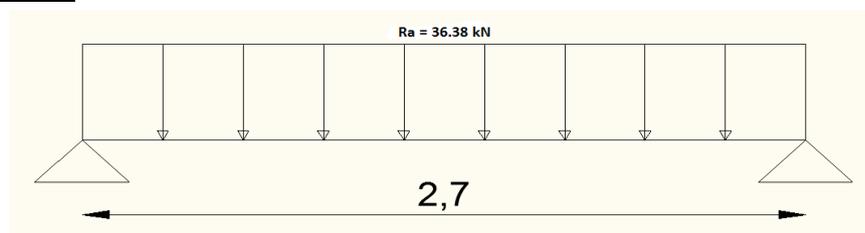


Schéma statique de la poutre palière à E.L.U.

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{36.38 \cdot 27^2}{8} = 33.15 \text{ kNm}$$

Le même principe de calcul :

$$\mu_u = 0.128 \Rightarrow \alpha = 0.172 \Rightarrow Z = 0.126 \text{ cm} \Rightarrow A_{ST} = 5.73 \text{ cm}^2$$

On obtient donc : $A_{ST} = 3T14 + 2T12$

Calcul à l'E.L.S. :

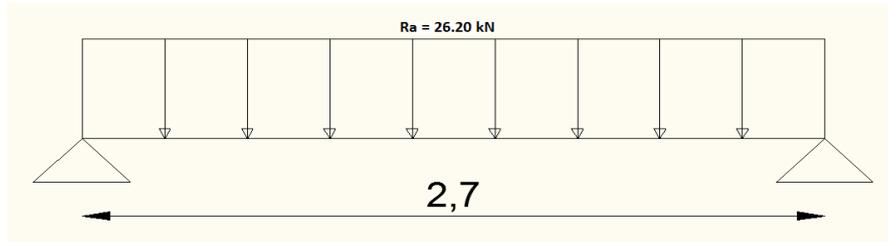


Schéma statique de la poutre palière à E.L.S.

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{26.20 * 27^2}{8} = 23.87 \text{ kNm}$$

Le même principe de calcul :

$$\mu_u = 0.092 \implies \alpha = 0.121 \implies Z = 0.128 \text{ cm} \implies A_{ST} = 9.21 \text{ cm}^2$$

On obtient donc : $A_{ST} = 4T14 + 3T12$

5-ETUDE SISMIQUE :

1-GENERALITES :

Le séisme est un phénomène naturel, il se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des efforts verticaux et horizontaux, il affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines.

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux efforts d'action sismique sont à reformulés dans les critères ci-après relatifs à la résistance, la durabilité, l'équilibre d'ensemble et la stabilité de fondations.

2-Choix de la méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente. (La régularité en plan prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5).

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendré par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties

3-Disposition des voiles :

Les murs voiles sont des éléments nécessaires dans la structure leur rôle est d'absorber les charges dynamiques : vent, séisme, chocs...etc.

Cette disposition assez complexe a été obtenue à cause de l'irrégularité de la structure.

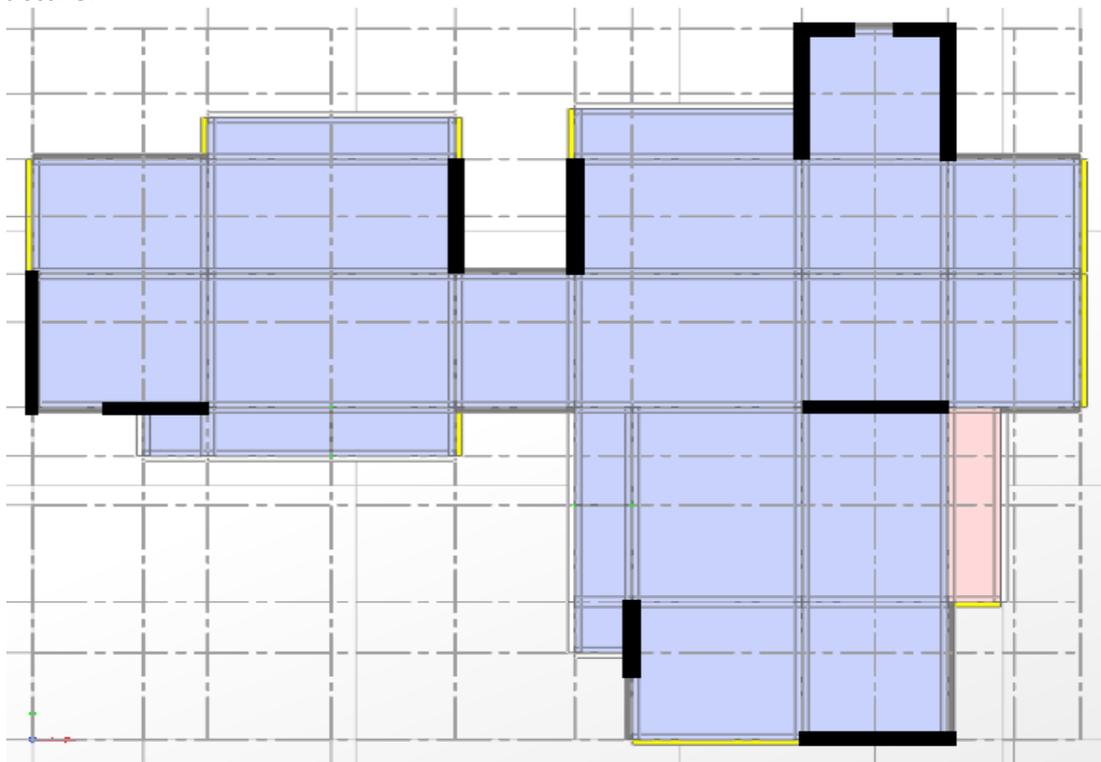


Figure 2-6 : Disposition des voiles

4-Combinaison des actions :

Pour les combinaisons des actions, nous nous sommes référés aux combinaisons réglementaires dans le B.A.E.L.91 et le R.P.A.99 qui sont les suivantes :

Combinaison à E.L.S. : $\implies G + Q$

Combinaison à E.L.U. : $\implies 1,35 G + 1,5Q$

Combinaison sismique: $\implies \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0,8 G \pm Ex \\ 0,8 G \pm Ey \\ G + Q \pm 1,2Ex \\ G + Q \pm 1,2Ey \end{array} \right.$

4-1-Vérification des périodes :

La valeur de la période obtenue numériquement (du S.A.P.2000) ne doit pas dépasser les valeurs obtenues empiriquement de plus de 30% :

❖ **Les formules empiriques :**

$$T = C_T * h_N^{3/4}$$

$$T_X = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_X}}$$

$$T_Y = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_Y}}$$

Avec :

$C_T \implies$ Coefficient en fonction du système de contreventement. (Sa valeur est donnée dans le tableau 4.6 page 31 dans le règlement R.P.A.99)

$h_N \implies$ Hauteur du bâtiment mesuré de la base jusqu'au point le plus haut

$D_X \implies$ Dimension de la structure dans le sens des X

$D_Y \implies$ Dimension de la structure dans le sens des Y

$$\left. \begin{array}{l} T = C_T * h_N^{3/4} = 0.05 * 18.89^{3/4} = 0.45s \\ T_X = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_X}} = 0.09 * \frac{18.89}{\sqrt{24.44}} = 0.34 s \\ T_Y = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_Y}} = 0.09 * \frac{18.89}{\sqrt{20.75}} = 0.37 s \end{array} \right\} \text{On prend le maximum des valeurs empiriques}$$

On prend la valeur maximale entre ($T; T_X; T_Y$) et on la majore de 30% ; on obtient par la suite :

$$T + 30\%T = (1 + 0.3)T = (1 + 0.3) * 0.45 \implies 1.3T = 0.585 s$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-après :

❖ Les valeurs obtenues selon le S.A.P.2000 sont :

Numéro de mode	Période	1,3*T	
1	0,438915	0,585	C.V.
2	0,357124	0,585	C.V.
3	0,308861	0,585	C.V.
4	0,136572	0,585	C.V.
5	0,135669	0,585	C.V.
6	0,134692	0,585	C.V.
7	0,133307	0,585	C.V.
8	0,117972	0,585	C.V.
9	0,112187	0,585	C.V.
10	0,058342	0,585	C.V.
11	0,080956	0,585	C.V.
12	0,069678	0,585	C.V.

Tableau 2-2 : Valeur des périodes de chaque mode

4-2-Vérification de la participation des voiles :

Le règlement R.P.A.99 v.2003 stipule que les voiles de contreventement doivent reprendre 20% des charges verticales et la totalité des charges horizontales (page19 paragraphe 4.b.)

N.B. : comme il est impossible que les voiles prennent 100% des charges sismique, on les dispose de sorte qu'ils prennent seulement 90% de ces charges, les 10% restant sont reprises par les portiques.

R_X	V_{XX}	R_Y	V_{YY}
738,049	689,056	813,699	794,855
R_X/V_{XX}		R_Y/V_{YY}	
0,933618229		0,976841559	

Tableau 2-3 : Participation des voiles dans les charges sismiques

Du tableau ci-dessus on remarque que la participation des voiles dépasse 90% dans les deux directions

5-Spectre de réponse utilisé :

D'après Le règlement [RPA99 v.2003] le spectre de réponse de calcul est défini comme suit :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0,3 \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone:

Donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Pour la zone I et groupe d'usage 2 $\implies A = 0,10$.

 η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique :

Portique en acier $\implies \xi = 7\% \implies \eta = 0,89$.

R : coefficient de comportement de la structure :

Portique contreventé par des voiles en béton armé $\implies R = 4$.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Site ferme (S3) $\implies T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,5s$.

Q : facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^q P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau IV.1 des règles RPA99 v2003.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P :

Critère « q »	Observation	P_q
Condition minimales sur les files de contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Non observé	0.05
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.05
Total P_q		0,3

Tableau 2-4 : Valeurs de pénalités Q

Donc : $Q = 1 + 0,3 = 1,3$

La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E) par le spectre de réponse RPA.

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

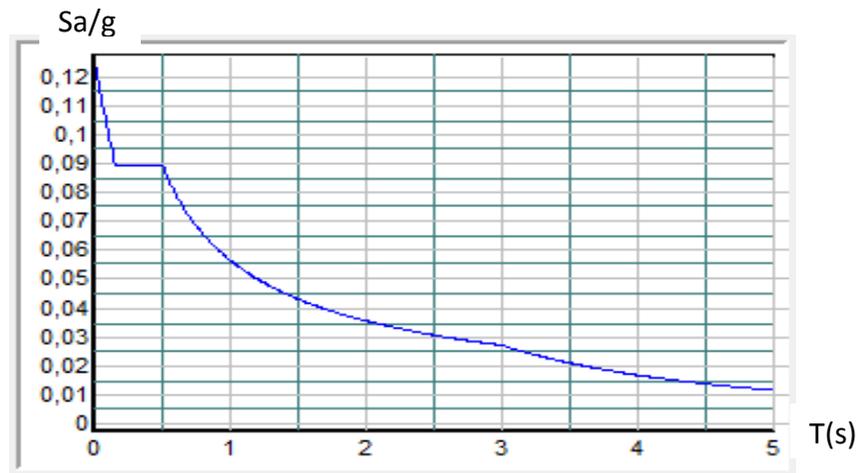


Figure 2-7: Spectre d'accélération sismique

Résultat de l'analyse spectrale :

Numéro de mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,438915	0,71674	0,00644	0,71674	0,00644
2	0,357124	0,00813	0,69974	0,72487	0,70618
3	0,308861	0,01045	0,0014	0,73532	0,70758
4	0,136572	0,00007694	0,00003445	0,7354	0,70762
5	0,135669	0,00034	0,00021	0,73574	0,70782
6	0,134692	0,00002388	0,0000347	0,73577	0,70786
7	0,133307	0,00008819	0,000004529	0,73586	0,70786
8	0,117972	0,1501	0,00006045	0,88596	0,70792
9	0,112187	0,00032	0,000007757	0,88628	0,70793
10	0,058342	0,08123	0,00003165	0,96751	0,70796
11	0,080956	9,336E-15	0,21162	0,96751	0,91958
12	0,069678	1,251E-14	2,144E-15	0,96751	0,91958

Tableau 2-5 : Participation des masses modales

Du tableau ci-dessus on remarque que la somme des masses modales dépassent les 90% dans les deux directions X et Y dès le 11^{ème} mode ce qui veut dire que ces 11 modes nous donnerons une réponse assez proche de la réponse réel de la structure.

6-Vérification des conditions de R.P.A.:

6-1. Résultante des forces sismiques de calcul:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 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, c'est-à-dire: (RPA page 36 paragraphe 4.3.6.)

$$0,8 V > V_t$$

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

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

Avec :

- ❖ **A** : Zone sismique I et groupe d'usage 2.b $\implies A = 0.1$
- ❖ **R** : déterminer à partir du type de contreventement $\implies R = 4$
- ❖ **D** : $D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2^{2/3}}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2^{2/3}}{3}\right) \left(\frac{3^{5/3}}{T}\right) & T \geq 3s \end{cases}$

T_2 déterminé à partir de type du site \implies Site meuble (S3) $\implies T_2 = 0.5 s$

T déterminé à partir du S.A.P.2000 $\implies T = 0,439 s$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \text{ et } \xi = 7\% \implies \eta = 0.88$$

Donc : $D = 2,5\eta \implies D = 2.2$

- ❖ **Q** : Facteur de qualité $\implies Q = 1.3$ (pour les deux directions X et Y)
- ❖ **W** : le Poids total de la structure

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

niveau Z (m)	W_i (kN)
3,47	3383,00
6,94	3341,32
10,41	3300,00
13,88	3343,10
17,35	1245,54
18,89	1746,30
$\sum W_i$	
	16359,20

Tableau 2-6 : Le poids de chaque étage de la structure donné par S.A.P.2000

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 2.2 \times 1.3}{4} \times 14952.3168 \implies V = 1069.0906 \text{ kN}$$

	V_t (kN)	V (kN)	80%V (kN)	$0.8V > V_t$
Sens-X	752,758	1169,683	935,746	C.V.
Sens-Y	910,524	1169,683	935,746	C.V.

Tableau 2-7 : Résultat des forces sismiques à la base

7-vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i ;

R : Coefficient de comportement. $\rightarrow R = 5$.

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Pour notre cas, la hauteur d'étage est 3,47 m, donc le déplacement admissible doit être inférieure à 3,47 cm.

les niveaux Z(m)	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k (m)$	
3,47	0,0003	0,0015	0,0015	CV
6,94	0,001	0,005	0,0035	CV
10,41	0,0018	0,009	0,004	CV
13,88	0,0027	0,0135	0,0045	CV
17,35	0,0034	0,017	0,0035	CV

Tableau 2-8 : vérification des déplacements suivant X

les niveaux Z(m)	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k (m)$	
3,47	0,0003	0,0015	0,0015	CV
6,94	0,0008	0,004	0,0025	CV
10,41	0,0014	0,007	0,003	CV
13,88	0,0021	0,0105	0,0035	CV
17,35	0,0027	0,0135	0,003	CV

Tableau 2-9 : vérification des déplacements suivant Y

6-FERRAILLAGE :**1-Ferraillage des éléments principaux :****1-1-Ferraillage de la poutre principale:**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont pour le rôle de transmettre les charges apportées par les plancher aux poteaux.

Le ferraillage des poutres est calculé en flexion simple d'après le règlement de BAEL91, on se rapportera aussi au RPA99 v.2003 pour la vérification.

Pour le ferraillage des poutres on tient compte des combinaisons suivantes :

❖ **Combinaisons fondamentales :**

$$\begin{cases} E.L.U. = 1.35G + 1.5Q \\ E.L.S. = G + Q \end{cases}$$

❖ **Combinaisons accidentelles :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E_{x,y} \\ 0.8G \pm E_{x,y} \end{cases}$$

	Etage courant		Terrasse inaccessible	
	E.L.U.	E.L.S.	E.L.U.	E.L.S.
Moment en travée (kNm)	66.84	48.55	78.68	57.50
Moment en appui (kNm)	118.58	86.14	134.65	98.09
Effort tranchant (kN)	112.49	81.68	132.21	96.62

Tableau 2-10 : Valeur des moments fléchissant et effort tranchant de la poutre

1-1-1-Etage courant :❖ **Ferraillage a l'E.L.U. :****En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{66.84 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot (0.9 \cdot 0.5)^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 25}{1.5}} = 0.078 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$$

Section a simple armature

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.078}) = 0.101$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \cdot 0.5(1 - 0.4 \cdot 0.101) = 0.431 \text{ m}$$

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{66.84 \cdot 10^{-3}}{0.431 \cdot \frac{400}{1.15}} = 4.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ST} = 3T14$$

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{118.58 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot (0.9 \cdot 0.5)^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 25}{1.5}} = 0.137 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$$

Section a simple armature

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.137}) = 0.186$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \cdot 0.5(1 - 0.4 \cdot 0.186) = 0.417 \text{ m}$$

$$A_{ST} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{118.58 \cdot 10^{-3}}{0.417 \cdot \frac{400}{1.15}} = 8.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ST} = 3T14 + 4T12$$

Condition de non fragilité:

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec: $f_{t28} = (0.06 \cdot f_{c28}) + 0.6 = (0.06 \cdot 25) + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \cdot (0.5 \cdot 0.9) \cdot 0.3 \cdot \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots$ C.V. pour le ferrailage en travée

$A_{st} = 9.14 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots$ C.V. pour le ferrailage en appui

❖ **Vérification à l'E.L.S. :****Vérification des contraintes :**

Pour la vérification à E.L.S. on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \quad \text{Et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s \cdot (d-x)}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

« Fissuration préjudiciable » donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min \left(\left(\frac{2}{3} \cdot 400 \right) ; (110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}) \right) \Rightarrow$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$n \Rightarrow$ Coefficient d'équivalence acier-béton $\Rightarrow n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$x \Rightarrow$ Position de l'axe neutre déterminé à partir de la formule suivante :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{pour la travée} \Rightarrow x = 12.3 \text{ cm} \\ \text{pour l'appui} \Rightarrow x = 16.22 \text{ cm} \end{cases}$$

$I \Rightarrow$ Inertie de la section par rapport à l'axe neutre donnée par :

$$I_{/AN} = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \Rightarrow \begin{cases} \text{pour la travée} \Rightarrow I_{/AN} = 9.27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \\ \text{pour l'appui} \Rightarrow I_{/AN} = 15.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Pour la travée} & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = 6.44 \text{ MPa} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I} = 5.04 \text{ MPa} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right. \\ \text{Pour l'appui} & \\ \text{Pour la travée} & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = n * \frac{M_s * (d-x)}{I} = 256.9 \text{ MPa} \implies \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition non vérifiée} \\ \sigma_{st} = n * \frac{M_s * (d-x)}{I} = 238.03 \text{ MPa} \implies \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition non vérifiée} \end{array} \right. \\ \text{Pour l'appui} & \end{cases}$$

On augmente le ferrailage afin de vérifier toutes les conditions. Le ferrailage pris est :

$$\begin{cases} \text{Pour la travée} \implies A_{st} = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour l'appui} \implies A_{st} = 5T14 + 3T12 = 11.09 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{112.49 * 10^{-3}}{0.3 * (0.9 * 0.5)} \implies \tau_u = 0.833 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \implies \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \implies \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Espacement des armatures transversales : (on choisit le ferrailage transversal $\Phi 8$)

D'après le R.P.A. :

❖ Pour la zone nodale :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \implies S \leq \min\left(\frac{50}{4}; (12 * 1.4); 30 \text{ cm}\right) \implies S = 10 \text{ cm}$$

❖ Pour la zone courante :

$$S' = \frac{h}{2} \implies S' = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Donc on prend :} \\ S = 10 \text{ cm} \text{ Sur une longueur de } 2h = 1 \text{ m} \\ S' = 25 \text{ cm} \text{ Sur tout le reste de la poutre} \end{array} \right.$$

1-1-2-Terrasse inaccessible :

Le même principe que pour les calculs précédents. Le ferrailage obtenu après que toutes les conditions ont été vérifiées est ci-dessous :

$$\text{En travée : } A_{st} = 5T14$$

$$\text{En appui : } A_{st} = 5T14 + 4T12$$

1-1-3-Récapitulatif sur le ferrailage de la poutre :

		Etage courant	Terrasse inaccessible
Ferrailage longitudinal	En travée	4T14	5T14
	En appui	5T14+3T12	5T14+4T12
Ferrailage transversale	Diamètre du cadre	Ø8	Ø8
	Espacement des cadres	10 cm	10 cm

Tableau 2-11 : Récapitulatif sur le ferrailage de la poutre**1-2-Ferrailage de la poutre secondaire:**

La poutre secondaire ou aussi appelé le chaînage est un élément principale de la structure son rôle se limite à chaîner entre les portiques porteurs et à résister à son poids propre ou au plus prendre les charges des murs extérieurs et de l'acrotère.

Le ferrailage de la poutre secondaire se calcul de la même manière que nous avons calculé le ferrailage de la poutre principale

	Etage courant		Terrasse inaccessible	
	E.L.U.	E.L.S.	E.L.U.	E.L.S.
Moment en travée (kNm)	10.77	7.98	9.24	6.70
Moment en appui (kNm)	18.93	14.05	17.12	12.56
Effort tranchant (kN)	29.44	21.79	17.03	12.54

Tableau 2-12 : Valeur des moments fléchissant et effort tranchant du chaînage

Après calculs et vérifications de toutes les conditions énuméré au préalable les résultats obtenus sont dans le tableau suivant:

		Etage courant	Terrasse inaccessible
Ferrailage longitudinal	En travée	3T12	3T12
	En appui	3T12	3T12
Ferrailage transversale	Diamètre du cadre	Ø8	Ø8
	Espacement des cadres	10 cm	10 cm

Tableau 2-13 : Récapitulatif sur le ferrailage du chaînage**1-3-Ferrailage du poteau :**

Les poteaux sont les éléments verticaux de la structure ; ils transmettent les charges reçus par les poutres aux fondations.

Leurs ferrailages se calculent en flexion composée ou compression simple suivant l'excentricité de la charge verticale.

Pour le ferrailage des poutres on tient compte des combinaisons suivantes :

❖ **Combinaisons fondamentales :**

$$\begin{cases} E.L.U. = 1.35G + 1.5Q \\ E.L.S. = G + Q \end{cases}$$

❖ **Combinaisons accidentelles :**

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E_{x,y} \\ 0.8G \pm E_{x,y} \end{cases}$$

1-3-1-Ferraillage longitudinal :

On calcule le ferraillage longitudinal des poteaux par deux méthodes :

- ❖ Ferraillage du S.A.P.2000
- ❖ Ferraillage de R.P.A.99 v.2003 $A_{min} = 0.7\%$ de la section du poteau

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Etage	Section du poteau	A_{min} R.P.A. (cm ²)	Ferraillage du SAP (cm ²)	Ferraillage choisit
R.D.C.	35X35	8,575	3,857	8T12
1er Etage	35X35	8,575	3,857	8T12
2eme Etage	30X30	6,3	3,675	8T12
3eme Etage	30X30	6,3	2,7	8T12
4eme Etage	30X30	6,3	2,7	8T12

Tableau 2-14 : Récapitulatif sur le ferraillage des poteaux

1-3-2-Ferraillage transversale :

Le ferraillage est donné par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture

t : Espacement des armatures transversales, il est fixé comme suit :

$$\text{Zone nodale} \Rightarrow t \leq \text{Min}(10\Phi_l ; 15 \text{ cm})$$

$$\text{Zone courante} \Rightarrow t' \leq 15\Phi_l$$

A_t : Section des armatures transversales. Le diamètre de ses armatures est données par :

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right) \Rightarrow \Phi_t = \Phi 8$$

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10 * 1.2 ; 15 \text{ cm}) \\ t' \leq 15 * 1.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

1-3-3-Vérification spécifique sous sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement de calcul τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure à la contrainte de cisaillement conventionnelle τ_{ub}

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{ub} = \rho_b * f_{c28}$$

Avec :

ρ_b : Dépend de l'élançement géométrique : $\begin{cases} \rho_b = 0.075 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_b = 0.04 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Etage	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_b	τ_{ub} (MPa)	
R.D.C. 35X35	7,233	0,066	4,957	0,04	1	C.V.
1er Etage 35X35	14,864	0,135	4,957	0,04	1	C.V.
2eme Etage 30X30	9,628	0,087	5,78	0,075	1,875	C.V.
3eme Etage 30X30	10,122	0,092	5,78	0,075	1,875	C.V.
4eme Etage 30X30	7,627	0,069	5,78	0,075	1,875	C.V.

Tableau 2-15 : Vérification des contraintes tangentielles

2-Etudes des voiles :

Les voiles travaillent à 10% des charges verticales et a 90% des charges horizontales. On prend en considération les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} E.L.U. \\ G + Q \pm 1.2E_{x,y} \end{array} \right.$$

	F11 (kN)	F22 (kN)	M11 (kNm)	M22 (kNm)
ELU	642,9	128,58	42,597	17,7885
G+Q±1,2Ex	891,67	178,33	33,2756	14,0685
G+Q±1,2Ey	759,31	212,53	32,3338	14,9656

Tableau 2-16 : Valeur maximal des sollicitations pour l'étude des voiles

2-1-Dimensionnement des murs voiles :

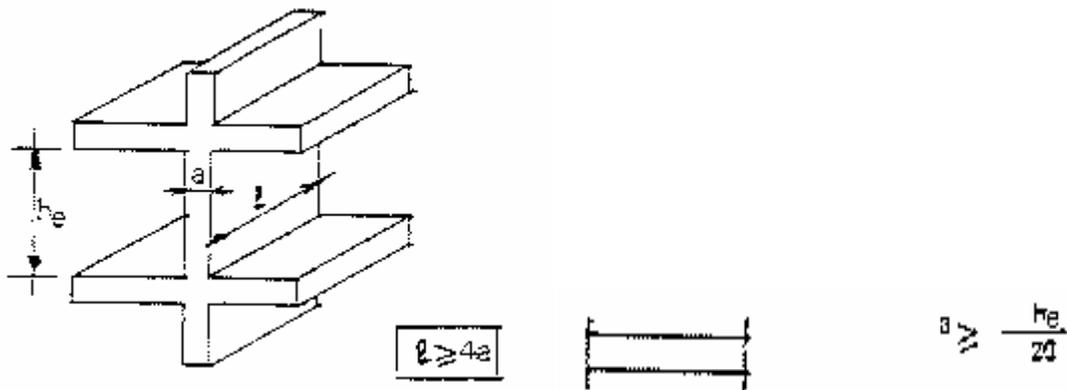


Figure 2-8 : Coupe d'un mur voile en élévation et en plan

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

e : Epaisseur des murs voiles.

h_e : Hauteur des murs voiles entre nus.

On prend $e = 20 \text{ cm}$

2-2-Vérification des contraintes tangentielles :

La contrainte de cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile $b_0 = 0.2 \text{ m}$

d : Hauteur utile du voile $d = 0.9 * h = 0.9 * 3.47 = 3.123 \text{ m}$

\bar{V} : Effort tranchant maximum calculé dans les combinaisons énumérer précédemment

$\bar{V} = 70.27 \text{ kN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{70.27 * 10^{-3}}{0.2 * 3.123} = 0.113 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_b = 0.2 * 25 = 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\tau_b = 0.113 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$\tau_b \leq 0.06 * f_{c28} = 0.06 * 25 = 1.5 \text{ MPa}$ Flexion simple

Les voiles sont calculés en flexion simple.

$$A_1 \geq \frac{M}{Z * f_e}$$

Avec :

M : Moment max tiré du tableau des valeurs (Tableau 2.16)

Z : Hauteur utile donné par la relation suivante $Z = h - 2d'$

2-2-1-Aciers longitudinaux verticaux :

$$A_1 \geq \frac{M_{11}}{Z * f_e} = \frac{42.597 * 10^{-3}}{(3.47 - (2 * 0.347)) * 400} = 0.383 \text{ cm}^2$$

2-2-1-Aciers longitudinaux horizontaux :

$$A_2 \geq \frac{M_{22}}{Z * f_e} = \frac{17.79 * 10^{-3}}{(3.47 - (2 * 0.347)) * 400} = 0.160 \text{ cm}^2$$

On opte pour la disposition suivante :❖ Zone de flexion :

On concentre le ferrailage dans les côtés des voiles afin qu'il joue le rôle d'un poteau noyé. On prend les dimensions de ces poteaux noyé 20X30 avec un ferrailage **6T12**

❖ Zone courante :

On met un ferrailage forfaitaire avec des barres de **T12** espacé de **15 cm**

N.B. : Pour les aciers horizontaux on propose des barres de **T12** avec des espacements de **15 cm**

7-FONDATIONS :

1-Généralités :

Les fondations sont la partie de la structure qui est en contact avec le sol ; elles ont pour fonction de supporter et transmettre les charges de la structure au sol.

Il y a différents types de fondations ; ils varient selon la profondeur (semelles superficielles, semelles semis-profondes et profondes) et selon le type (semelles isolées, semelles filantes, radier, semelles sur pieux).

Dans notre cas on a affaire à 2 types de semelles :

- ❖ Semelles isolées (Celles qui supportent les poteaux)
- ❖ Semelles filantes (Celles qui supportent les murs voiles)

Selon le rapport de sol remis par le L.T.P.O. de Tlemcen :

Ses semelles sont ancrées à 3 m de profondeur avec une résistance admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$.

2-Etude des semelles :

2-1-Semelle isolée :

Dans ce type de semelle on doit faire l'étude de 3 cas :

- ❖ Semelle de coin
- ❖ Semelle intermédiaire
- ❖ Semelle centrale

Semelle coin	E.L.U. (kN)	865,76
	E.L.S. (kN)	636,43
Semelle intermédiaire	E.L.U. (kN)	1051,35
	E.L.S. (kN)	768,51
Semelle centrale	E.L.U. (kN)	1433,56
	E.L.S. (kN)	1048,61

Tableau 2-17 : Valeur des extrêmes données par le S.A.P.2000

2-1-1-Dimensionnement les semelles :

Le dimensionnement des semelles se fait en E.L.S.

- ❖ Longueur et largeur des semelles :

Étant donné qu'on a des poteaux carrés $a=b=35 \text{ cm}$ les dimensions de la semelle seront carrées aussi $A=B$

$$\frac{N_s}{A * B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} * B \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} * A \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \end{cases}$$

Vu qu'on a affaire a des semelles carrées on obtient :

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

❖ **Hauteur des semelles :**

$$\frac{B - b}{4} \leq d_i; d_s \leq A - a$$

Avec:

d_i : Distance de l'entre axe des aciers supérieur de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau.

d_s : Distance de l'entre axe des aciers inférieur de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau.

$$h = d + 5$$

h : Hauteur de la semelle.

❖ **Les résultats des dimensions :**

	A=B (cm)	d (cm)	h (cm)
semelle coin	190	95	100
semelle intermédiaire	210	95	100
semelle centrale	250	95	100

Tableau 2-18 : Dimensions des semelles

2-1-2-Ferraillage des semelles :

❖ **à E.L.U. :**

$$A_A = \frac{P_u(A-a)}{8*d*\sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_B = \frac{P_u(B-b)}{8*d*\sigma_{st}}$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

	P_u (kN)	A=B (m)	d (m)	A
semelle coin	865,759	1,9	0,95	5T12
semelle intermédiaire	1051,353	2,1	0,95	5T14
semelle centrale	1433,56	2,5	0,95	6T16

Tableau 2-19 : Ferraillage des semelles à l'E.L.U.

❖ **à E.L.S. :**

$$A_A = \frac{P_s(A-a)}{8*d*\bar{\sigma}_{st}} \quad \text{et} \quad A_B = \frac{P_s(B-b)}{8*d*\bar{\sigma}_{st}}$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

	P_s (kN)	A=B (m)	d (m)	A
semelle coin	636,428	1,9	0,95	5T14
semelle intermédiaire	768,507	2,1	0,95	6T14
semelle centrale	1048,611	2,5	0,95	8T16

Tableau 2-20 : Ferraillage des semelles à l'E.L.S.

2-2-Semelle filante :

On fait l'étude de 1 ml de la semelle filante (A=1 ml).

2-2-1-Dimensionnement de semelle :

	F11 (kN)	F22 (kN)
E.L.S.	470,07	94,01
E.L.U.	642,9	128,58
$G + Q \pm 1.2E_x$	400	79,81
$G + Q \pm 1.2E_y$	423,67	84,65

Tableau 2-21 : Valeur maximale donnée par le S.A.P.2000

❖ **Largeur de semelle :**

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} \sigma = \frac{P_s}{B} & \text{pour un sol rocheux} \\ \sigma = \frac{2P_s}{B} & \text{pour un sol meuble} \end{cases}$$

Selon le L.T.P.O. nous avons à un sol meuble donc :

$$\frac{2P_s}{B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{2P_s}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{2 * 470.07}{1.8 * 10^2} = 5.223 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad B = 5.5 \text{ m}$$

❖ **Hauteur des semelles :**

$$d = \frac{B - b}{4}$$

Avec:

d : Distance de l'entre axe des aciers de la semelle jusqu'au début de l'avant poteau.

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la semelle.

$$d = \frac{B - b}{4} = \frac{550 - 20}{4} = 132.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 140 \text{ cm}$$

2-2-2-Ferraillage de la semelle filante :❖ **à E.L.U. :**

Ferraillage principale :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{642.9 * 10^{-3}(5.5 - 0.2)}{8 * 1.35 * \frac{400}{1.15}} = 9.07 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = 6T14$$

Ferraillage de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_r = 3T12$$

❖ à E.L.S. :

Ferraillage principale :

$$A_s = \frac{P_s(B - b)}{8 * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{470.07 * 10^{-3}(5.5 - 0.2)}{8 * 1.35 * 201.63} = 11.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6T16$$

Ferraillage de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3T12$$

1-CHARGES ET SURCHARGES

1-Introduction :

Pour concevoir correctement notre structure il faut déterminer les charges et les actions auxquelles notre structure est soumise.

- ❖ Poids propre et charge permanente.
- ❖ Charge d'exploitation.
- ❖ Charge accidentelle (séisme, explosion, ...)
- ❖ Charge climatique (vent, neige, température, ...)

2-Evaluation des charges :

2-1-Charge permanente et d'exploitation :

L'épaisseur du béton dans la dalle est pris 8 cm pour avoir une moyenne entre l'épaisseur maximal pris entre le béton et la nervure inférieur de la dalle qui est égale à 10 cm, et l'épaisseur minimale pris entre le béton et la nervure supérieur de la dalle qui est égale à 5,5 cm

Caractéristique de la tôle Hi-Bond :

Epaisseur de la tôle	Section (cm ²)	Poids (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
			Vi	vs		I/vi	i/vs
0,75	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453

❖ Terrasse inaccessible :

1- Gravier	→	0.4 kN/m ²
2- Étanchéité	→	0.12 kN/m ²
3- Isolation thermique	→	0.16 kN/m ²
4- Forme de pente	→	2.94 kN/m ²
5- Dalle en B.A.	→	2 kN/m ²
6- Tôle en HI-BOND	→	0.0872 kN/m ²
7- Faux plafond	→	0.5 kN/m ²
{ Charge permanente	G=6.21 kN / m ²	
{ Charge d'exploitation	Q =1 kN/m ²	

❖ Etage courant :

1- Cloison	→	0.9 kN/m ²
2- Carrelage	→	0.4 kN/m ²
3- Mortier de pose	→	0.4 kN/m ²
4- Dalle en B.A.	→	2 kN/m ²
5- Tôle en HI-BOND	→	0.0872 kN/m ²
6- Faux plafond	→	0.5 kN/m ²
{ Charge permanente	G=4.3 kN / m ²	
{ Charge d'exploitation	Q =1.5 kN/m ²	

2-2-Charge climatique :

Ces charges ont été déterminée à partir du règlement R.N.V.99

2-2-1-La neige (N) :

La neige varie en fonction de l'altitude du site et de sa zone climatique, elle est donnée par la relation suivante :

$$S = \mu * S_k$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige (kN/m²)

μ : Coefficient de forme (dépend de la forme de la toiture)

S_k : Charge de la neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone (kN/m²).

Il est donné par la formule suivante :

$$\text{Zone A} \Rightarrow S_k = \frac{(0.07 * H) + 15}{100}$$

H : L'altitude du site, $H = 206.91 \text{ m}$

Donc :

$$S_k = \frac{(0.07 * 206.91) + 15}{100} \Rightarrow S_k = 0.295 \text{ kN/m}^2$$

Pour la détermination du coefficient, il faut voir le type de toiture de notre structure. On affaire à deux types de toiture :

❖ Toiture plate :

Pour la toiture plate le coefficient est donné directement $\mu = 0.8$

La charge de la neige est égale à :

$$S = \mu * S_k = 0.8 * 0.295 \Rightarrow S = 0.236 \text{ kN/m}^2$$

❖ Toiture inclinée à 2 versants : Les valeurs sont prises du « tableau 6.2 » dans le règlement R.N.V.99

$$\alpha_1 = 20.14^\circ \quad (15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ) \Rightarrow \mu_1 = 0.8$$

$$\alpha_2 = 17.49^\circ \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ) \Rightarrow \mu_2 = 0.8 + 0.6 * \left(\frac{\alpha - 15}{30}\right) = 0.85$$

La charge de la neige est égale à :

$$\text{pour } \mu_1 = 0.8 \Rightarrow S = 0.8 * 0.295 \Rightarrow S = 0.236 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pour } \mu_2 = 0.85 \Rightarrow S = 0.85 * 0.295 \Rightarrow S = 0.251 \text{ kN/m}^2$$

2-2-2-Le vent (W) :

L'effet du vent et prépondérant pour ce genre de structure, il varie en fonction de la zone du site et sa direction. Il est donné par la relation suivante :

$$q_j = C_d * W(Z_j)$$

Avec : q_j : Pression du vent. C_d : Coefficient dynamique. $W(Z_j)$: Pression net du vent, donné par la relation suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) * (C_{pe} - C_{pi})$$

D'où : $q_{dyn}(Z_j)$: Pression dynamique du vent. C_{pe} : Coefficient de pression extérieur. C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.❖ **Détails relatif au site :**

Notre structure est une **structure permanente** située en **Zone I** et elle est considérée classée en **catégorie III** donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \\ \text{facteur de terrain } k_T = 0.22 \\ \text{paramètre de rugosité } Z_0 = 0.3 \text{ m} \\ \text{hauteur minimal } Z_{min} = 8 \text{ m} \\ \text{coefficient pour le calcul de } C_d \xi = 0.37 \\ \text{coefficient de topographie } C_t = 1 \end{array} \right.$$

❖ **Calcul de q_{dyn} :**

$$q_{dyn} = q_{ref} * C_e$$

Avec : C_e : Coefficient d'exposition au vent, il varie selon le coefficient dynamique C_d

D'après les abaques dans le règlement R.N.V.99 page 52 abaque 3 (pour les structures mixtes) le coefficient dynamique est :

$$C_d = 0.95 < 1.2 \Rightarrow C_e = C_r(Z)^2 * C_t(Z)^2 * \left(1 + \frac{7 * K_T}{C_r(Z) * C_t(Z)} \right)$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = k_T * \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{min} \\ C_r(Z) = k_T * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

Niveau Z(m)	Coef de rugosité C_r	Coef d'exposition C_e	q_{dyn} (N/m ²)
3,47	0,722	1,634	612,830
6,94	0,722	1,634	612,830
10,41	0,780	1,810	678,930
13,88	0,844	2,011	754,019
17,35	0,893	2,172	814,332
18,9	0,911	2,235	837,940

Tableau 3-1 : Les valeurs des pressions dynamiques

❖ **Calcul du coefficient C_{pe} :**

Pour les toitures :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe1} & \text{pour } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S) & \text{pour } 1 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{pour } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Dans notre structure nous avons affaire à plusieurs types de toiture :

Toiture plate :

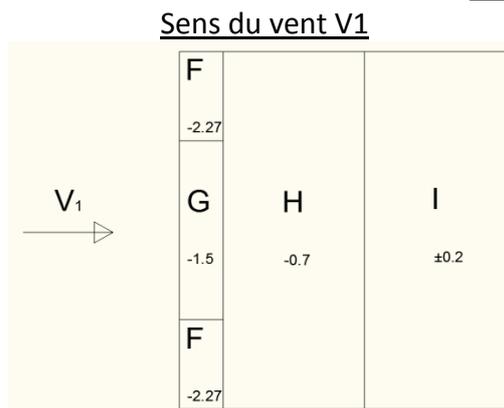


Figure 3-1 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1

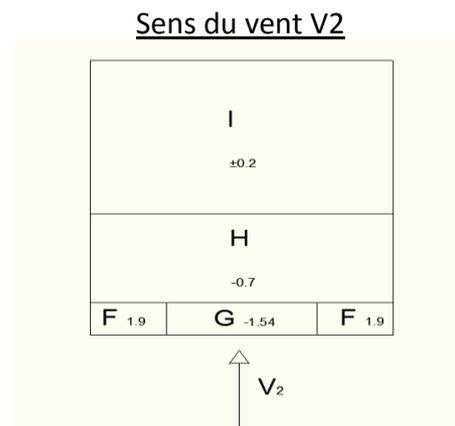


Figure 3-2 : Valeur de C_{pe} dans le sens 2

Sens du vent V1

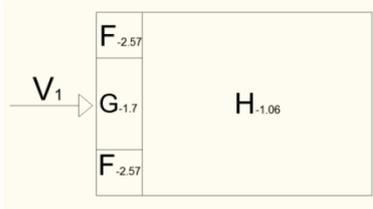


Figure 3-3 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1

Toiture a 1 versant :

Sens du vent V2

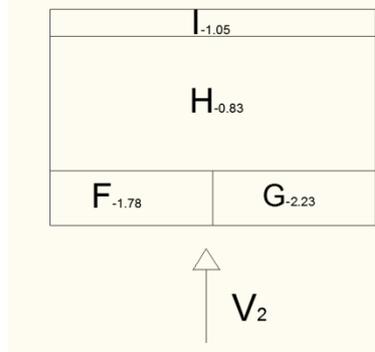


Figure 3-4 : Valeur de C_{pe} dans le sens 2

Sens du vent V3

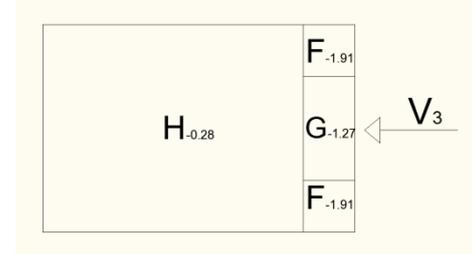


Figure 3-5 : Valeur de C_{pe} dans le sens 3

Toiture a 2 versants :

Sens du vent V1

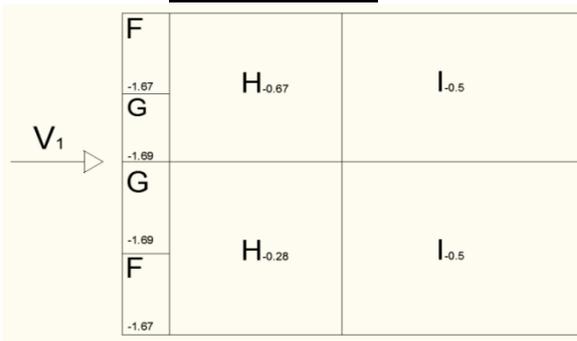


Figure 3-6 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1

Sens du vent V2

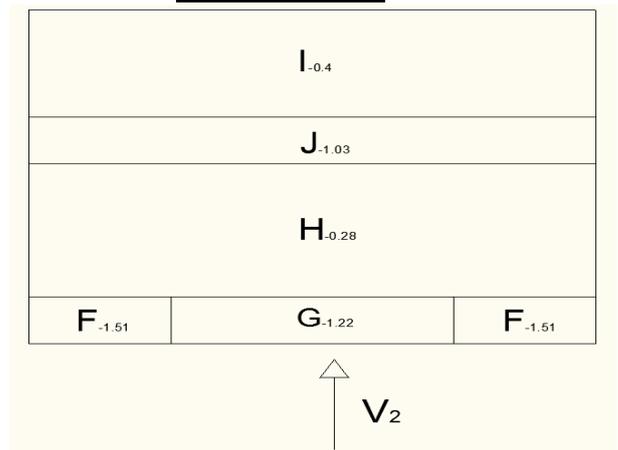


Figure 3-7 : Valeur de C_{pe} dans le sens 2

Toiture a 4 versants :

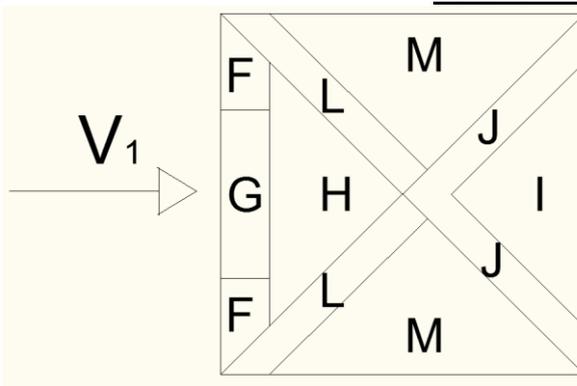


Figure 3-8 : Valeur de C_{pe} dans le sens 1

Les coefficients obtenus sont :

- F=-1.91
- G=-1.50
- H=-0.28
- I=-0.48
- J=-1.3
- L=-1.71

$M = -1.03$

Les valeurs de C_{pe} restent les mêmes dans ce cas seule la disposition change

Remarque :

Pour les parois :

D'après le règlement R.N.V.99 les coefficients de pression extérieure sur les parois pour une structure en forme de T est représenté dans la figure suivante :

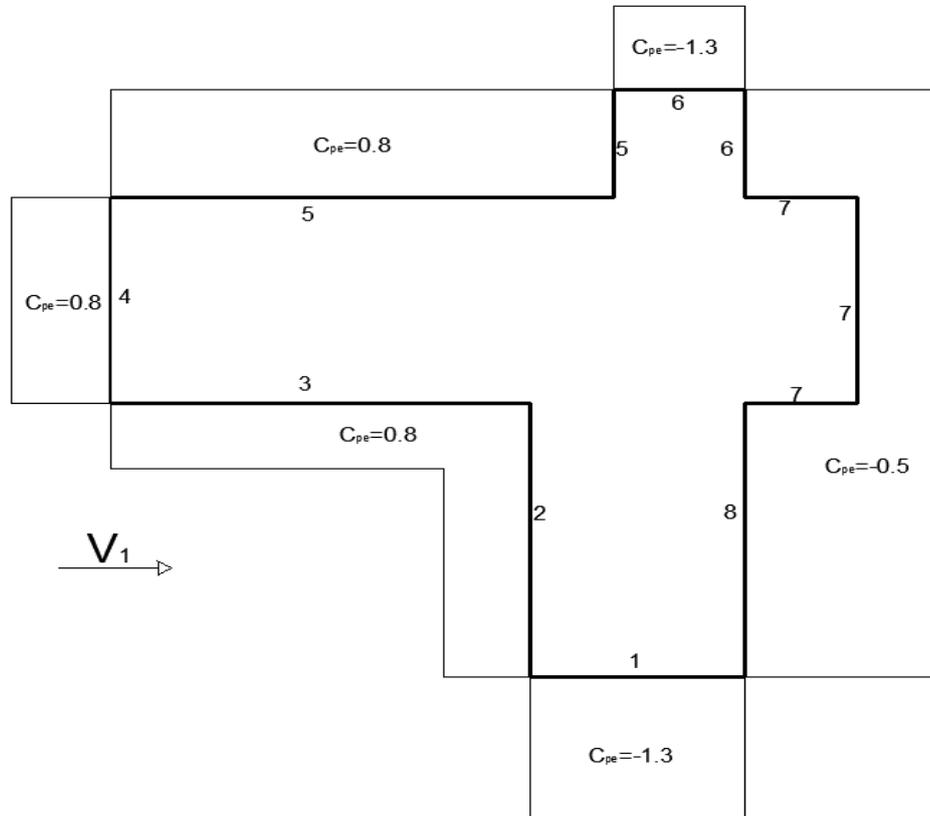


Figure 3-9 : Valeur de C_{pe} dans les parois

❖ **Calcul du coefficient C_{pi} :**

D'après le règlement R.N.V.99 la partie calcul des vents, chapitre 5, paragraphe 2.2, page 79

Dans le cas de bâtiments avec cloison intérieure, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi} = -0.5 \quad \text{et} \quad C_{pi} = +0.8$$

❖ **Calcul de q_i sur les toitures :**

Les valeurs des pressions du vent sont dans les tableaux ci-dessous :

Sens V1 :

	Toiture plate (N/m ²)	Toiture incliné (N/m ²)		
		1 versant	2 versants	4 versants
F	-2375,001	-2682,666	-1966,227	-2157,277
G	-1779,316	-1990,108	-1982,148	-1830,900
H	-1160,424	-1480,641	-1170,184	-859,727
I	-773,616	/	-1034,856	-1018,935
J	/	/	/	-1671,691
L	/	/	/	-2001,036

M	/	/	/	-1456,759
---	---	---	---	-----------

Tableau 3-2 : Pression du vent sur la toiture (sens V1)**Sens V2**

	Toiture plate (N/m ²)	Toiture incliné (N/m ²)		
		1 versant	2 versants	4 versants
F	-2398,209	-2053,792	-1838,860	-2157,277
G	-1810,261	-2412,011	-1608,007	-1830,900
H	-1160,424	-1297,551	-859,727	-859,727
I	-773,616	-1472,680	-955,252	-1018,935
J	/	/	-1456,759	-1671,691
L	/	/	/	-2001,036
M	/	/	/	-1456,759

Tableau 3-3 : Pression du vent sur la toiture (sens V2)**Sens V3**

	Toiture plate (N/m ²)	Toiture incliné (N/m ²)		
		1 versant	2 versants	4 versants
F	-2375,001	-2157,277	-1966,227	-2157,277
G	-1779,316	-1647,810	-1982,148	-1830,900
H	-1160,424	-859,727	-1170,184	-859,727
I	-773,6157	/	-1034,856	-1018,935
J	/	/	/	-1671,691
L	/	/	/	-2001,036
M	/	/	/	-1456,759

Tableau 3-4 : Pression du vent sur la toiture (sens V3)❖ **Calcul de q_i sur les parois :****Sens V1 :**

Niveau (m)	Charge sur les zones de la paroi (N/m ²)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
3,47 et 6,94	-1222,595	756,844	756,844	756,844	756,844	-1222,595	-756,844	-756,844
10,41	-1354,463	838,477	838,477	838,477	838,477	-1354,463	-838,477	-838,477
13,88	-1504,268	931,213	931,213	931,213	931,213	-1504,268	-931,213	-931,213
17,35	-1624,593	1005,701	1005,701	1005,701	1005,701	-1624,593	-1005,701	-1005,701

Tableau 3-5 : Pression du vent sur la paroi (sens V1)**Sens V2 :**

Niveau (m)	Charge sur les parois (N/m ²)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
3,47 et 6,94	756,844	756,844	756,844	-1222,595	-756,844	-756,844	-1222,595	756,844
10,41	838,477	838,477	838,477	-1354,463	-838,477	-838,477	-1354,463	838,477
13,88	931,213	931,213	931,213	-1504,268	-931,213	-931,213	-1504,268	931,213
17,35	1005,701	1005,701	1005,701	-1624,593	-1005,701	-1005,701	-1624,593	1005,701

Tableau 3-6 : Pression du vent sur la paroi (sens V2)

Sens V3 :

Niveau (m)	Charge sur les parois (N/m ²)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
3,47 et 6,94	-1222,595	-756,844	-756,844	-756,844	756,844	-1222,595	756,844	756,844
10,41	-1354,463	-838,477	-838,477	-838,477	838,477	-1354,463	838,477	838,477
13,88	-1504,268	-931,213	-931,213	-931,213	931,213	-1504,268	931,213	931,213
17,35	-1624,593	-1005,701	-1005,701	-1005,701	1005,701	-1624,593	1005,701	1005,701

Tableau 3-7 : Pression du vent sur la paroi (sens V3)

2-PREDIMENSIONNEMENT

1-Introduction :

Le prédimensionnement des éléments principaux (solive, poutre sablière, poutre principale, et poteaux) de la structure se fait avec les cas de charge statique (poids propre, charge permanente, et charge d'exploitation).

2-Prédimensionnement des solives :

Les solives ont pour rôle de prendre en charge le plancher, leur espacement est compris entre 0.7m et 2m et leur portée maximale est égale à 6m.

2-1-Terrasse inaccessible :

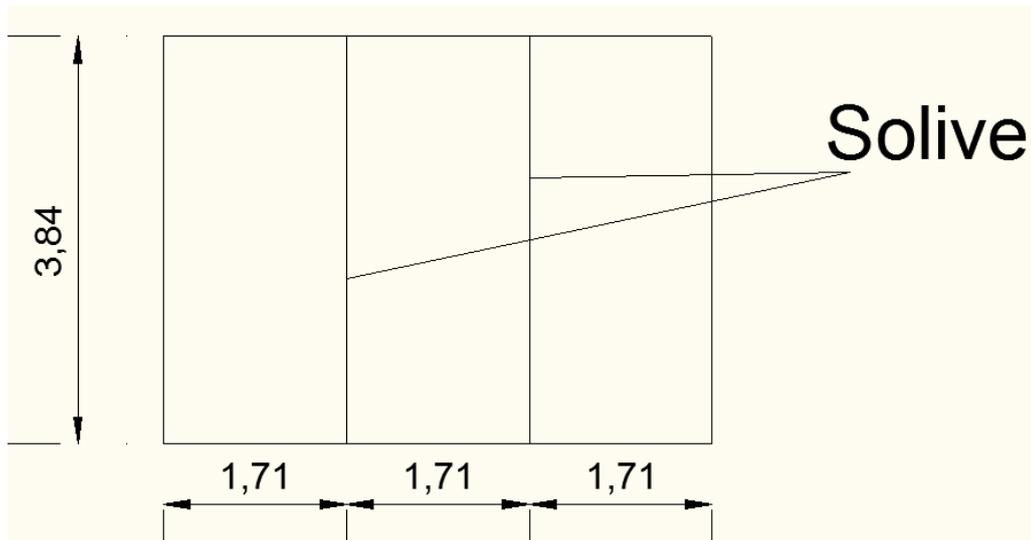


Figure 3-10 : Entre axe maximale des solives dans la terrasse inaccessible

En intégrant le principe de la dalle collaborante on obtient :

$$b_{eff} = b_{1eff} + b_{2eff}$$

$$b_{1eff} = b_{2eff} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_1\right) = 0.5 m$$

Donc :

$$b_{eff} = 1 m$$

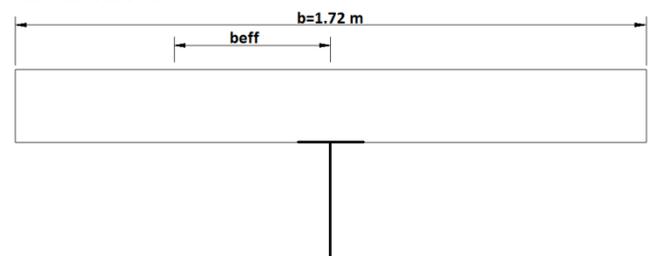


Figure 3-11 : Largeur de la dalle reprise par la solive

Les charges de la terrasse sont donc égale à :

$$\begin{cases} G = 6.21 \text{ kN/m}^2 = 6.21 * 1 = 6.21 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \text{ kN/m}^2 = 1 * 1 = 1 \text{ kN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} E.L.U. = 9.89 \text{ kN/ml} \\ E.L.S. = 7.21 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

2-1-1-Condition de flèche :

La solive doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{5q_s l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

On obtient donc :

$$I_y \geq \frac{5q_s l^3}{384E} * 250 = \frac{5 * 7.21 * 10^{-3} * 3.84^3}{384 * 210000 * 10^3} * 250 \Rightarrow I_y \geq 632.832 * 10^4 \text{ mm}$$

On opte pour le profilé laminé **I.P.E. 160**

2-1-2-Condition de résistance :

$$q = q_u + 1.35P_p = 9.89 + (1.35 * 0.158) = 10.11 \text{ kN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ql^2}{8} = \frac{10.11 * 3.84^2}{8} = 18.64 \text{ kNm} \\ w_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 123.9 * 10^{-6} * \frac{235 * 10^3}{1.1} = 26.47 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

26.47 kNm \geq 18.64 kNmCondition vérifiée

2-2-Etage courant :

En utilisant la même méthode de calcul avec les charges suivante $\begin{cases} G = 4.3 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

On opte pour le profilé laminé **I.P.E. 140**

3-Prédimensionnement des poutres sablières :

Dans notre structure la poutre sablière joue le rôle d'une solive mais qui prend en plus l'acrotère dans le cas de la terrasse inaccessible et le mur extérieur dans le cas de l'étage courant.

$$G_{acrotère} = 1.8 \text{ kN/ml}$$

$$G_{mur \text{ extérieur}} = 10.13 \text{ kN/ml}$$

Pour déterminer la section de cette poutre on utilise le même procédé précédent, les charges à prendre en considération sont :

$$\diamond \text{ Pour la terrasse inaccessible } \begin{cases} G = 8.01 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

On opte pour le profilé laminé **I.P.E. 160**

$$\diamond \text{ Pour l'étage courant } \begin{cases} G = 14.43 \text{ kN/ml} \\ Q = 1.5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

On opte pour le profilé laminé **I.P.E. 180**

4-Prédimensionnement des poutres principales :

Les poutres ont pour rôle prendre les charges du plancher et de les transmettre au poteau, leur dimensionnement se fait par la même méthode utilisé pour le dimensionnement des solives et des poutres sablières.

Les charges à prendre en considération pour le prédimensionnement des poutres sont :

$$\text{❖ Pour la terrasse inaccessible} \begin{cases} G = 22.39 \text{ kN/ml} \\ Q = 3.57 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

On opte pour le profilé laminé **I.P.E. 300**

$$\text{❖ Pour l'étage courant} \begin{cases} G = 15.59 \text{ kN/ml} \\ Q = 5.36 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

On opte pour le profilé laminé **I.P.E. 330**

5- Prédimensionnement des poteaux :

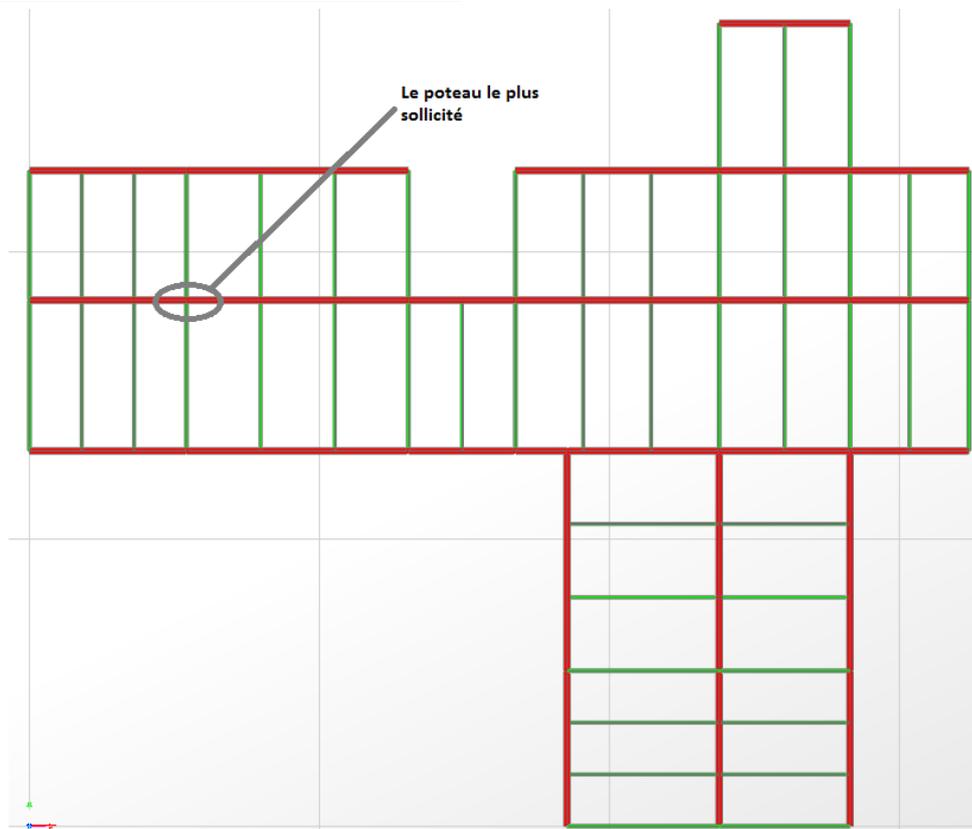


Figure 3-12 : Le poteau le plus sollicité

Comme le montre la figure ci-dessus le poteau le plus sollicité prend les charges suivantes :

Terrasse inaccessible

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{\text{plancher}} = 6.21 \text{ kN/m}^2 = 6.21 * \left(\frac{5.6 + 3.96}{2} * \frac{3.52 + 4.03}{2} \right) = 210.54 \text{ kN} \\ Q_{\text{plancher}} = 1 \text{ kN/m}^2 = 1 * \left(\frac{5.6 + 3.96}{2} * \frac{3.52 + 4.03}{2} \right) = 33.90 \text{ kN} \end{cases}$$

Etage courant (pour 1 étage)

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{\text{plancher}} = 4.3 \text{ kN/m}^2 = 4.3 * \left(\frac{5.6 + 3.96}{2} * \frac{3.3 + 3.84}{2} \right) = 130.23 \text{ kN} \\ Q_{\text{plancher}} = 1.5 \text{ kN/m}^2 = 1.5 * \left(\frac{5.6 + 3.96}{2} * \frac{3.3 + 3.84}{2} \right) = 45.43 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Poutre principale} \Rightarrow \begin{cases} I.P.E. 300 = 0.422 * \left(\frac{5.6 + 3.96}{2} \right) = 2.02 \text{ kN} \\ I.P.E. 330 = 0.491 * \left(\frac{5.6 + 3.96}{2} \right) = 2.35 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Poutre sablière} \Rightarrow \begin{cases} I.P.E. 160 = 0.158 * \left(\frac{3.52 + 4.03}{2} \right) = 0.6 \text{ kN} \\ I.P.E. 180 = 0.188 * \left(\frac{3.3 + 3.84}{2} \right) = 0.67 \text{ kN} \end{cases}$$

La charge que supporte le poteau est de l'ordre :

$$\begin{cases} E.L.S. = 965.26 \text{ kN} \\ E.L.U. = 1335.45 \text{ kN} \end{cases}$$

On propose le profilé laminé **H. E. A. 240**

H.E.A.240	G(kg/m)	A(mm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
	60.3	7680	7763	2769	744.6	351.7	10.05	6

Tableau 3-8 : Caractéristique du profilé laminée H.E.A.240

Le poteau choisi doit vérifier la condition de résistance donné par la relation suivante :

$$N_{sd,y} \leq N_{crd,y} \frac{\chi_{min} * A * f_y}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

$N_{sd,y}$: Effort normal a E.L.U. $N_{sd,y} = 1335.45 \text{ kN}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Plan de flambement	λ	λ_k	$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ	$N_{crd,y}$ (kN)	
y-y'	17,26	93,9	0,184	0,21	0,52	1	1646,5	C.V.
z-z'	31,49	93,9	0,308	0,21	0,56	0,9756	1600,7	C.V.

Tableau 3-9 : Résultat du calcul du prédimensionnement

On opte alors pour le profilé laminé **H. E. A. 240**

3-PLANCHER MIXTE**1-Vérification aux étapes de montage :****1-1-Descente des charges :****Charge permanente :**

- Poids propre de la tôle..... $0,0872 \times 1,90 = 0,166\text{KN/ml}$
- Poids du béton frais $2,5 \times 1,90 = 4,75\text{KN/ml}$
- Poids de la solive..... $0,188\text{KN/ml}$
- Charge total : $G = 5,11\text{kN/ml}$

Charge d'exploitation :

$$Q = (1,5 \times 2) \times 1,9 = 6,65\text{kN/ml}$$

1-2-vérification de la flèche :

$$q_s = 5,11 + 6,65 = 11,76\text{kN/ml}$$

Il faut vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 11,76 \times (3,84)^4}{384 \times 210 \times 10^6} = 1,2\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{384}{250} = 1,536\text{cm}$$

$f_{max} \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

2-2-Condition de résistance :

$$q_u = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 6,65 = 16,88\text{kN/ml}$$

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ $M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{16,88 \times 3,84^2}{8} = 31,12\text{kN.m}$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_y \times f_u}{\delta_{M0}} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,54\text{kN.m}$$

$M_{sd} = 31,12\text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 35,54\text{ kNm}$ Condition vérifiée.

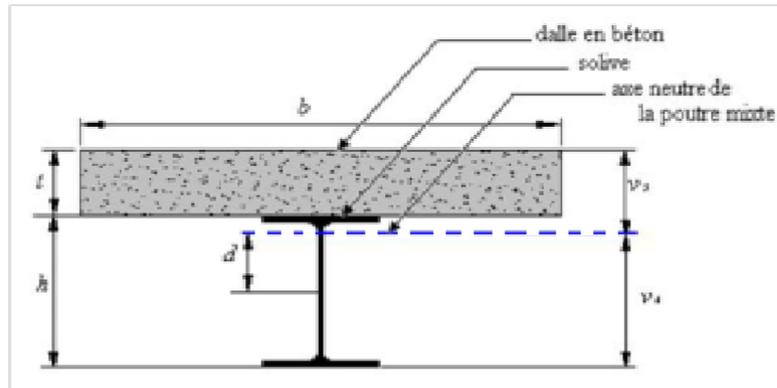
2-3-Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 16,88 \times \frac{3,84}{2} = 32,41\text{kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,58 \times 235 \times 24,308 \times 10^{-1}}{1,1} = 302\text{kN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ Condition vérifiée.

4-Vérification après exécution :**4-1-Calcul de l'axe neutre :****Figure 3-13 : coupe transversale du plancher**

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S}$$

Avec :

$$n = E_a / E'_c \quad \text{Avec :}$$

- $E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$: module d'élasticité de l'acier de construction.

- E'_c : Module d'équivalence du béton donné par :

$$E'_c = E_{cm} / 2 \quad \text{pour les bâtiments d'habitation.}$$

- $E_{cm} = 3300 \text{ daN/mm}^2$.

$$n = 12,73$$

- S : Aire de la section totale rendue homogène $S = A + \frac{b}{n}$

- A : Section du profilé

- B : Section du béton $B = b \times t$

- b : Largeur de la dalle collaborante

$$b = \min\left(1, \frac{L}{5}\right) = \min(1,90, 3,84/3) = 0,77 \text{ m} = 77 \text{ cm}$$

- t : Hauteur de la dalle en béton.

- h : Hauteur du profilé.

$$\text{Donc : } S = 72,28 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{77 \times 8}{12,73} \times \frac{8+14}{2 \times 64,79} = 8,7 < h/2$$

L'axe neutre se trouve dans la solive.

$$v_i = \frac{h}{2} + d = 17,7 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = 8,3 \text{ cm}$$

4-2-Calcul moment d'inertie :

$$I = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t+d}{2} - d\right)^2$$

Avec :

- I_a : moment d'inertie de la poutre ($I_x = I_y$)

$$I = 1063 + 23,9 \times 8,7^2 + \frac{77 \times 8^3}{12 \times 12,73} + \frac{77 \times 8}{12,73} \times \left(\frac{8 + 8,7}{2} - 8,7^2 \right) = 6503,91 \text{ cm}^4$$

4-3-Calcul des contraintes de flexion :

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,1,3,84^2}{8} = 119,44 \text{ kN.m}$$

Dans l'acier :

-Contrainte de traction (Semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{ainf} = \left(\frac{M_{max}}{I} \right) \times v_i = \frac{16,69 \times 10^4}{0,650391} 0,177 = 45,4 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression (Semelle supérieur de la poutre) :

$$\sigma_{asup} = \left(\frac{M_{max}}{I} \right) \times (v_s - t) = \frac{16,69 \times 10^4}{0,650391} 0,003 = 0,77 \text{ MPa}$$

Dans le béton :

-Contrainte de compression (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma_{binf} = \left(\frac{M_{max}}{n \cdot I} \right) \times (v_s - t) = \frac{16,69 \times 10^4}{0,650391 \times 12,73} 0,003 = 0,06 \text{ MPa}$$

-Contrainte de compression (Semelle supérieur de la poutre) :

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{M_{max}}{I} \right) \times v_s = \frac{16,69 \times 10^4}{0,650391 \times 12,73} 0,177 = 3,57 \text{ MPa}$$

4-4-Vérification de la section du profilé :

-Calcul de la largeur participante:

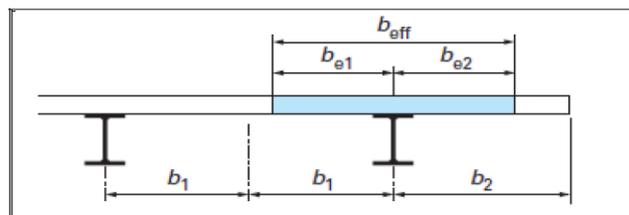


Figure 3-14 :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : la portée de la solive $L_0 = 3,84 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = \min\left(\frac{3,84}{8}; 1,90\right) = 0,5 \text{ m}$$

Donc : $b_{eff} = 2 \times 0,5 = 1 \text{ m}$

-Charge effectif :

$$G = 4,3 \times 1 + 0,18 = 4,48 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$$

-Vérification de la flèche :

$$q_s = G + Q + 0,18 = 4,3 + 1,5 = 6kN/ml$$

Il faut vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 6 \times (3,84)^4}{384 \times 210 \times 10^6} = 0,616cm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{384}{250} = 1,536cm$$

$f_{max} \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

-Condition de résistance :

$$q_u = 1,35 \times 4,48 + 1,5 \times 1,5 = 8,3kN/ml$$

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ $M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8,3 \times 3,84^2}{8} = 15,3kN.m$

$$M_{c,RD} = \frac{W_y \times f_u}{\delta_{M0}} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,54kN.m$$

$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$ Condition vérifiée

-Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 15,3 \times \frac{3,84}{2} = 29,38kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 235 \times 24,308 \times 10^{-1}}{1,1} = 302kN$$

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ Condition vérifiée

4-5-Vérification des connecteurs :

$$d = 16mm$$

$$h = 80mm$$

$$f_y = 275MPa$$

$$f_u = 430MPa$$

-Résistance du connecteur isolé :

$$P_{Rd} = \frac{0,28 f_u}{\gamma_v} \pi \frac{d^2}{4} = 55kN$$

γ_v : Facteur de sécurité $\gamma_v = 1,25$ pour les connecteurs.

-Résistance du béton autour du connecteur :

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} = 170kN$$

-Effort de cisaillement longitudinal

$$f_{cj} = A_a \cdot \frac{f_{cj}}{\delta_v} = 23,9 \cdot 10^2 \frac{235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 510,6kN$$

-Nombre de connecteurs :

$$N \geq N_f = \frac{f_{cj}}{P_{Rd}} = \frac{510,6}{55} = 9,28$$

N : Le nombre de goujon sur une demi-travée

On prend alors N=10

S : Distance en goujon $S = \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{N} = \frac{384}{2} \cdot \frac{1}{10} = 9,2cm$

4-ETUDE DES ESCALIERS**1-Dimensionnement des marches :**

Contre marche.....h=17 cm.
 Largeur de la marche.....g=30 cm.
 Nombre de contre marche..... $n = \frac{1,7}{0,17} = 10$ contre-marches.
 Nombre de marches.....m=n-1=10-1= 9 marches.
 Angle d'inclinaison de la volée..... $\alpha = \arctg\left(\frac{170}{270}\right) = 28.17^\circ$

Vérification des dimensions de la marche :

On doit vérifier la relation de Blondel :

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

$$g+2.h=30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm.}$$

2-Dimensionnement des cornières :**2-1- Évaluation des charges sur les cornières :****Charges permanentes:**

- Garde-corps:.....0,4kN/m²
 - Tôle striée d'épaisseur 5mm :.....0,45 kN/m²
 - Mortier de pose :.....0,18kN/m²
 - Revêtements carrelage :.....0,652 kN/m²
- Charge totale : G= (0,4+0,45+0,18+0,652) ×0,3 =1,382 kN/ml

Charges d'exploitation :

$$Q=2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ kN/ml}$$

2-2-Dimensionnement des supports de marches :**Condition de flèche :**

$q_{ser} = G+Q=1,16 \text{ kN/ml}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times l^3 \times 250}{384 \times 210000000} = \frac{5 \times 1,16 \times 1,10^3 \times 250}{384 \times 210000000} = 2,403 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 2,403 \times 10^{-4} \text{ mm}^4$$

On adopte la cornière **40 x40 x 4.**

Condition de résistance :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0,415 + 1,5 \times 0,75 = 1,720 \text{ kN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,720 \times 1,1^2}{8} = 0,26 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant des cornières :

$$M_{PLRd} = \frac{w_y \times f_y}{1.1} \dots \dots \dots (CCM97 .5.4.5.1)$$

$$M_{PLRd} = \frac{1,55 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 0,33 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{PLRd} > M_{sd}$ la condition de résistance est vérifiée.

Donc on prend la cornière **40 x40 x 4**.

3-Dimensionnement des limons :

3-1- Évaluation des charges sur les limons:

Charges permanentes :

- Dalle en béton (e=8mm) :.....2kN/m²
 - HI-BAND :.....0,0872k N/m²
 - Mortier de pose :.....0,18kN/m²
 - Revêtements carrelage :.....0,4kN/m²
- Charge total: $G=2,67 \times 1,1=2,94 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation :

$$Q=2,5 \times 1,1=2,75 \text{ kN/ml}$$

3-2-Dimensionnement des limons:

Condition de flèche :

$q_{ser} = G+Q=8,1 \text{ kN/ml}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times l^3 \times 250}{384 \times 210000000} = \frac{5 \times 8,1 \times 4,31^3 \times 250}{384 \times 210000000} = 706,16 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 706,16 \times 10^{-4} \text{ mm}^4$$

On adopte un limon avec un profilé **UPN 160**.

Condition de résistance :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 2,94 + 1,5 \times 2,75 = 5,69 \text{ kN/ml}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,69 \times 4,31^2}{8} = 8,354 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant des cornières :

$$M_{PLRd} = \frac{w_y \times f_y}{1.1} \dots \dots \dots (CCM97 .5.4.5.1)$$

$$M_{PLRd} = \frac{116 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 24,78 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{PLRd} > M_{sd}$ la condition de résistance est vérifiée.

Profilé UPN 160 vérifie les conditions.

4-Dimensionnement de la poutre palière:**4-1- Évaluation des charges de la poutre palière:****Charges permanentes :**

-Murs extérieurs..... $2,92 \times 3,47 = 10,13 \text{ kN/ml}$

$$G = 2,67 \times \left(1,1 + \frac{2,7}{2}\right) + 0,188 + 10,13$$

$$G = 16,86 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 6,125 \text{ kN/ml}$$

Condition de flèche :

$q_{\text{ser}} = G + Q = 31,95 \text{ kN/ml}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I \geq \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^3 \times 250}{384 \times 210000000} = \frac{5 \times 31,95 \times 2,7^3 \times 250}{384 \times 210000000} = 701,743 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 701,743 \times 10^{-4} \text{ mm}^4$$

On adopte le limon du profilé **UPN 180**.

Condition de résistance :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 16,86 + 1,5 \times 6,125 = 32,20 \text{ kN/ml}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{32,20 \times 2,7^2}{8} = 29,35 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant des cornières :

$$M_{\text{PLRd}} = \frac{w_y \times f_y}{1.1} \dots \dots \dots (CCM97 .5.4.5.1)$$

$$M_{\text{PLRd}} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 35,46 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{\text{PLRd}} > M_{\text{sd}}$ la condition de résistance est vérifiée.

Profilé UPN 180 vérifie les conditions.

5-ETUDE SISMIQUE :

1-GENERALITES :

Le séisme est un phénomène naturel, il se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des efforts verticaux et horizontaux, il affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines.

2-Choix de la méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente. (La régularité en plan prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5).

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendré par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties

3-Disposition des contreventements :

Les contreventements ont pour rôles essentiels est d'absorber les charges dynamiques tel que le séisme, le vent Leurs choix s'est porté sur :

- ❖ **Contreventement en X :** Pour les parois sans ouvertures.
- ❖ **Contreventement en K :** Pour les parois avec ouvertures.

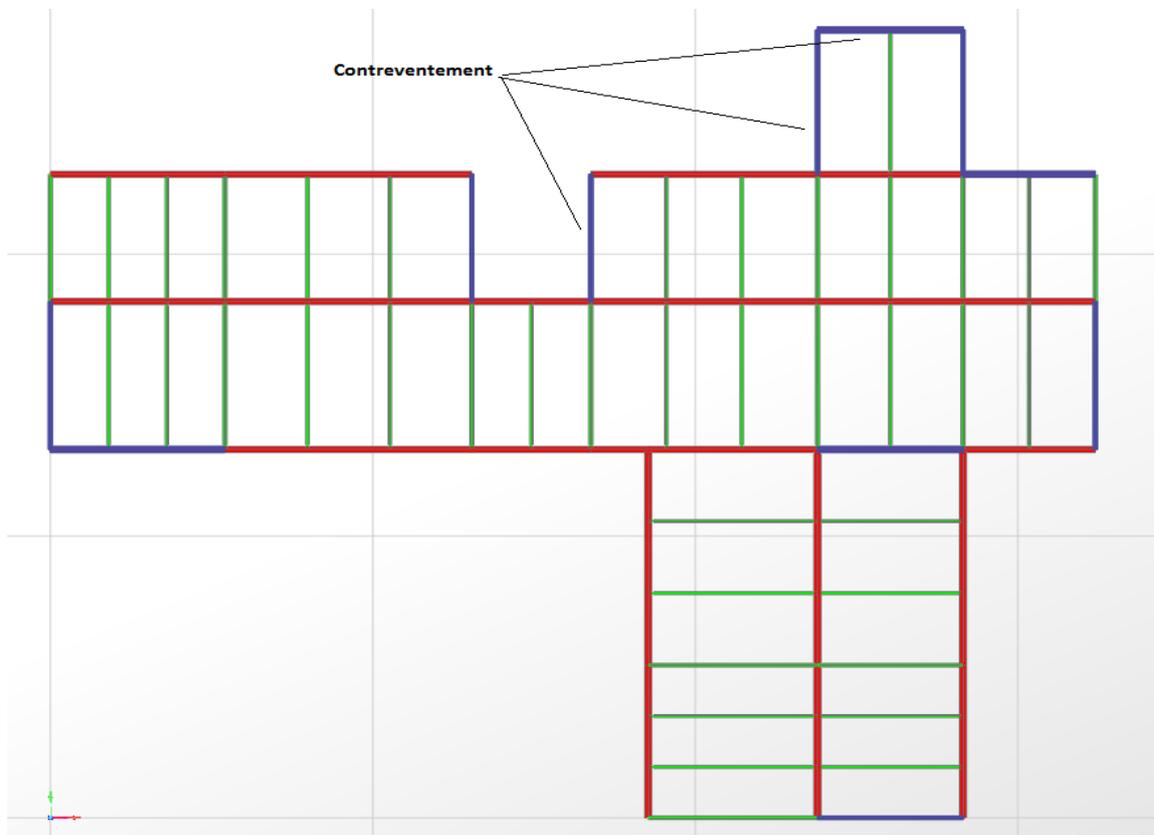


Figure 3-15 : Disposition des contreventements

4-Combinaison des actions :

Pour les combinaisons des actions, nous avons pris en compte les combinaisons citées auparavant (celle du B.A.E.L.91 et R.P.A.99) et celle C.M.97 qui sont les suivantes :

Combinaison à E.L.S. : $\implies G + Q$

Combinaison à E.L.U. : $\implies 1.35G + 1.5Q$

Combinaison sismique: $\implies \begin{cases} 0.8G \pm E_{x,y} \\ G + Q \pm E_{x,y} \\ G + Q \pm 1.2E_{x,y} \end{cases}$

Combinaison sismique: $\implies \begin{cases} G+N \\ G+W_{1,2,3} \\ 1.35G+1.5N \\ 1.35G+1.5W_{1,2,3} \end{cases}$

4-1-Vérification des périodes :

La valeur de la période obtenue numériquement (du S.A.P.2000) ne doit pas dépasser les valeurs obtenues empiriquement de plus de 30% :

❖ **Les formules empiriques :**

$$T = C_T * h_N^{3/4}$$

$$T_X = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_X}}$$

$$T_Y = 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_Y}}$$

Avec :

$C_T \implies$ Coefficient en fonction du système de contreventement. (Sa valeur est donnée dans le tableau 4.6 page 31 dans le règlement R.P.A.99)

$h_N \implies$ Hauteur du bâtiment mesurée de la base jusqu'au point le plus haut

$D_X \implies$ Dimension de la structure dans le sens des X

$D_Y \implies$ Dimension de la structure dans le sens des Y

$$\left. \begin{aligned} T &= C_T * h_N^{3/4} = 0.05 * 18.89^{3/4} = 0.45s \\ T_X &= 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_X}} = 0.09 * \frac{18.89}{\sqrt{24.44}} = 0.34 s \\ T_Y &= 0.09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_Y}} = 0.09 * \frac{18.89}{\sqrt{20.75}} = 0.37 s \end{aligned} \right\} \text{On prend le maximum des valeurs empiriques}$$

On prend la valeur maximale entre ($T; T_X; T_Y$) et on la majore de 30% ; on obtient par la suite :

$$T + 30\%T = (1 + 0.3)T = (1 + 0.3) * 0.45 \implies 1.3T = 0.585 s$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-après :

❖ Les valeurs obtenues du S.A.P. :

Numéro de mode	Période	1,3*T	
/	Seconde	Seconde	
1	0,343045	0,585	C.V.
2	0,296839	0,585	C.V.
3	0,238818	0,585	C.V.
4	0,099717	0,585	C.V.
5	0,096965	0,585	C.V.
6	0,090556	0,585	C.V.
7	0,087879	0,585	C.V.
8	0,085914	0,585	C.V.
9	0,084663	0,585	C.V.
10	0,069207	0,585	C.V.
11	0,127024	0,585	C.V.
12	0,095535	0,585	C.V.

Tableau 3-10 : Valeur des périodes de chaque mode**5-Spectre de réponse utilisée :**

D'après Le règlement [RPA99/version.2003] le spectre de réponse de calcul est défini comme suit :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0,3 \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone:

Il est donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Pour la zone I et groupe d'usage 2 $\implies A = 0,10$.

 η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique :

Portique en acier $\implies \xi = 5\% \implies \eta = 1$.

R : coefficient de comportement de la structure :

Mixte portiques/palées triangulée en X $\implies R = 5$.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Site ferme (S3) $\implies T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,5s$.

Q : facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^q P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau IV.1 des règles RPA99 v2003.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P :

Critère « q »	Observation	p_q
Condition minimales sur les files de contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Non observé	0.05
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.05
Total P_q		0,3

Tableau 3-11 : Valeurs de pénalités Q

Donc : $Q = 1 + 0,3 = 1,3$

La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E) par le spectre de réponse RPA.

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

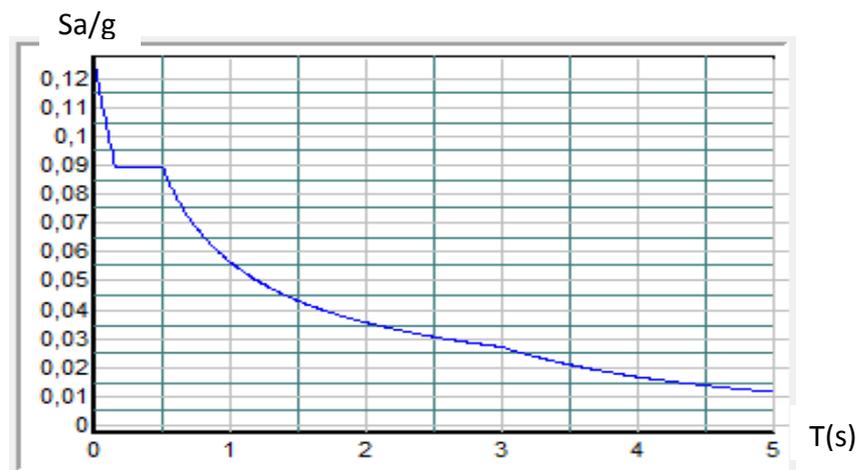


Figure 3-16 : Spectre d'accélération sismique

Numéro de mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,343045	0,67059	0,07807	0,67059	0,07807
2	0,296839	0,0859	0,63544	0,75648	0,71351
3	0,238818	0,00062	0,01664	0,75711	0,73015
4	0,099717	0,15802	0,00371	0,91513	0,73386
5	0,096965	0,01123	0,00045	0,92635	0,73431
6	0,090556	0,0002	0,00001017	0,92656	0,73432
7	0,087879	0,0005	0,00001393	0,92705	0,73433
8	0,085914	0,00045	0,0004	0,92751	0,73473
9	0,084663	0,00035	0,01191	0,92785	0,74664
10	0,069207	0,05348	0,02886	0,98133	0,77551
11	0,127024	4,04E-16	0,19117	0,98133	0,96668
12	0,095535	3,73E-15	4,679E-15	0,98133	0,96668

Tableau 3-12 : Participation des masses modal

Du tableau ci-dessus on remarque que la somme des masses modales dépassent les 90% dans les deux directions X et Y dès le 4^{ème} suivant X et le 11^{ème} mode suivant Y ce qui veut dire que ces 11 modes nous donnerons une réponse assez proche de la réponse réel de la structure.

6-Vérification des conditions de R.P.A.99 v.2003:

6-1. Résultante des forces sismiques de calcul:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 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, c'est-à-dire: (RPA page 36 paragraphe 4.3.6.)

$$0,8 V > V_t$$

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

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

Avec :

- ❖ **A** : Zone sismique I et groupe d'usage 2.b $\implies A = 0.1$
- ❖ **R** : déterminer à partir du type de contreventement $\implies R = 5$

$$\text{❖ } D : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 déterminé à partir de type du site \implies site meuble (S3) $\implies T_2 = 0.5 s$

T déterminé à partir du S.A.P.2000 $\implies T = 0,34s$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \text{ et } \xi = 7\% \implies \eta = 1$$

Donc : $D = 2,5\eta \implies D = 2.5$

- ❖ **Q** : Facteur de qualité $\implies Q = 1.3$ (pour les deux directions X et Y)
- ❖ **W** : le Poids total de la structure.

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

niveau Z (m)	W_i (kN)
3,47	605,833
6,94	605,833
10,41	605,833
13,88	610,983
17,35	261,091
18,89	76,82
$\sum W_i$	2765,664

Tableau 3-13 : Le poids de chaque étage de la structure donné par S.A.P.2000

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 2.5 \times 1.3}{4} \times 2765,664 \implies V = 224,71 \text{ kN}$$

	V_t (kN)	V (kN)	80% V (kN)	0.8 $V > V_t$
Sens-X	135,58	224,664	179,77	C.V.
Sens-Y	141,56	224,664	179,77	C.V.

Tableau 3-14 : Résultat des forces sismiques à la base

7-vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i ;

R : Coefficient de comportement. $\rightarrow R = 5$.

D'après le R.P.A.99 v.2003 :

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Pour notre cas, la hauteur d'étage est 3,47 m, donc le déplacement admissible doit être inférieure à 3,47 cm.

niveau Z (m)	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	
3,47	0,0003	0,0015	0,0015	CV
6,94	0,0009	0,0045	0,0030	CV
10,41	0,0015	0,0075	0,0030	CV
13,88	0,0021	0,0105	0,0030	CV
17,35	0,0027	0,0165	0,0065	CV

Tableau 3-15 : vérification des déplacements

niveau Z (m)	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	
3,47	0,0002	0,0010	0,0010	CV
6,94	0,0006	0,0030	0,0020	CV
10,41	0,0011	0,0055	0,0025	CV
13,88	0,0016	0,0080	0,0025	CV
17,35	0,0021	0,0105	0,0025	CV

Tableau 3-16 : vérification des déplacements

6-ASSEMBLAGE

1-Introduction :

Les assemblages ont pour fonction principale d'assurer la liaison et la continuité entre les éléments qui composent la structure tout en assurant une bonne transmission de charge. Les principaux modes d'assemblage sont : soudage, boulonnage, rivetage, et collage.

Les efforts internes pris en compte doivent être équilibré par les sollicitations appliquées lors des calculs d'assemblages.

Les déformations résultantes lors de l'assemblage doivent rester dans les limites des déformations admissibles des éléments d'attache (boulon) ou des soudures et des éléments assemblés.

On a deux types d'assemblage :

❖ Les assemblages articulés :

Ce type d'assemblage transmet uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.

❖ Les assemblages rigides :

Ce type d'assemblage transmet en plus de l'assemblage articulé les différents moments internes.

Les types d'assemblage que nous avons étudié sont :

- ❖ Assemblage poutre-solive
- ❖ Assemblage poteau-poutre
- ❖ Assemblage pied de poteau

2-Principe de calcul des assemblages:

Dans notre étude on a utilisé des boulons à haute résistance pour les assemblages rigides.

2-1-Caractéristique des boulons :

On classe les boulons selon leur contrainte limite d'élasticité σ_{eb} et leur contrainte de rupture σ_R :

Désignation	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	12.9
Résistance à la traction σ_R (daN/mm ²)	40	32	50	50	60	80	100	120
Limite d'élasticité σ_{eb} (daN/mm ²)	24	32	30	40	48	64	90	108

Tableau 3-17: Classe des boulons et leurs contraintes σ_{eb} et σ_R

Diamètre de boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24
Section résistante A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353
Section de tige lisse A (mm ²)	154	201	254	314	380	452
Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm)	5	6	7	8	10 à 14	> 14

Tableau 3-18: Caractéristique mécanique des boulons

2-2-Positionnement des boulons :

Le positionnement des boulons permet de se prémunir contre la corrosion et le voilement local des éléments, il doit aussi respecter le domaine de validité des formules utilisé pour déterminer les résistances de calcul des boulons.

Le positionnement des boulons est donné par le tableau suivant :

			Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e_1			$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm)$	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm)$
Pince transversale e_2			$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150mm)$	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150mm)$
Entraxe p_1	File extérieur	Élément comprimé	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$
		Élément tendu	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$
	File intérieur	Élément comprimé	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$
		Élément tendu	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(28t; 200mm)$	$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$
Entraxe p_2	Élément comprimé		$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200mm)$	$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200mm)$
	Élément tendu		$3d_0$	$3d_0$

Tableau 3-19: Positionnement des boulons

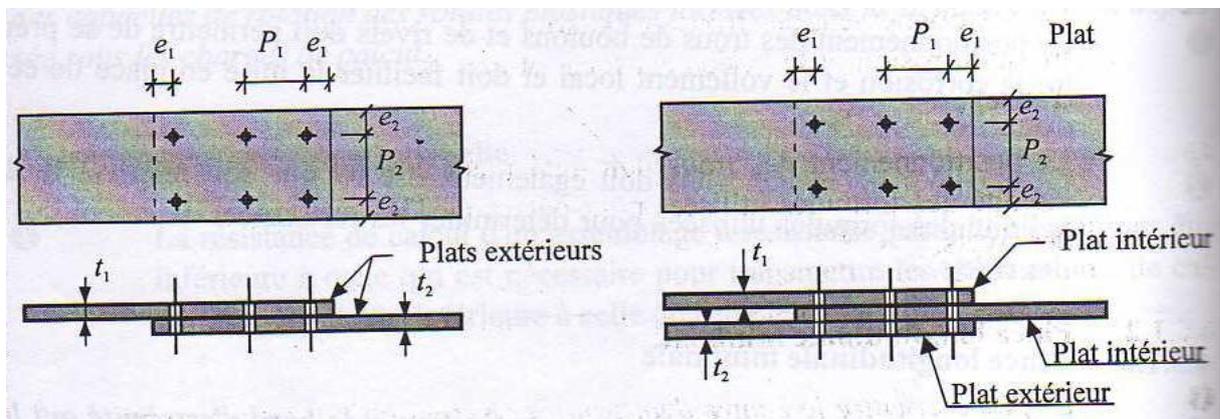


Figure 3-17 : Disposition des boulons (donnée par EUROCODE 3)

2-3-Vérification à faire en cas d'assemblage travaillant au cisaillement ou en traction :

L'étude d'assemblages boulonnés sollicités au cisaillement ou en traction doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4F_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$F_{v.sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'E.L.U.

$F_{v.Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon

$F_{t.sd}$: Effort de traction de calcul par boulon à l'E.L.U.

$F_{t.Rd}$: Résistance de calcul en traction par boulon

Résistance au cisaillement :

❖ **Pour les classes 4.6, 5.6, et 8.8 :**

Ou si le plan de cisaillement passe par une partie non fileté du boulon.

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

❖ **Pour les classes 4.8, 5.8, 6.8, et 10.9 :**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right]$$

Résistance en traction :

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

A : Aire de la section brute de boulon.

A_s : Aire de la section résistance en traction du boulon.

d : Diamètre des boulons.

d_0 : Diamètre du trou.

Résistance au glissement :

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p.cd} - 0,8F_{t.sd.})}{\gamma_M}$$

Avec :

$F_{p.cd}$: Est la précontrainte de calcul donnée par : $F_{p.cd} = 0,7f_{ub} \cdot A_s$

μ : est le coefficient de frottement.

$\mu = 0,5 \implies$ Pour les surfaces de classe A

$\mu = 0,4 \implies$ Pour les surfaces de classe B

$\mu = 0,3 \implies$ Pour les surfaces de classe C

$\mu = 0,2 \implies$ Pour les surfaces de classe D

n est le nombre d'interfaces de frottement.

$K_s = 1 \implies$ Lorsque tous les trous ont dans toutes les plaques des tolérances nominales normales.

$\gamma_{Mb} = 1,25 \implies$ Pour E.L.U.

3-Assemblage poutre-solive :

L'assemblage poteau-poutre se fait entre la poutre I.P.E.330 et la solive I.P.E.180

<u>Poutre I.P.E.330</u>	<u>Solive I.P.E.180</u>
$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 330 \text{ mm} \\ \text{largeur } b = 160 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 7.5 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 11.5 \text{ mm} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 180 \text{ mm} \\ \text{largeur } b = 91 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 5.3 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 8 \text{ mm} \end{array} \right.$

Les sollicitations à prendre en considération sont : $\begin{cases} V_{sd} = 14.35 \text{ kN} \\ M_{sd} = 16.11 \text{ kNm} \end{cases}$

3-1-Disposition des boulons :

❖ Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 16 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{solive})}) = \min(7.5; 5.3) \implies t = 5.3 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \implies 35.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 74.2 \text{ mm}$$

$$\implies p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \implies 48 \text{ mm} \leq p_2 \leq 74.2 \text{ mm}$$

$$\implies p_2 = 60 \text{ mm}$$

❖ Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150) \text{ mm} \implies 19.2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 63.6 \text{ mm}$$

$$\implies e_1 = 40 \text{ mm}$$

❖ Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150) \text{ mm} \implies 24 \text{ mm} \leq e_2 \leq 63,6 \text{ mm}$$

$$\implies e_2 = 40 \text{ mm}$$

On prend 4 boulons entièrement filetés avec les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} d = 14 \text{ mm} \\ d_0 = 16 \text{ mm} \\ A = 154 \text{ mm}^2 \\ A_s = 115 \text{ mm}^2 \end{cases} \quad \text{et} \quad M4.6 \begin{cases} f_{yb} = 240 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Résistance ultime en traction : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Cornière 80x80x8.

3-2- Vérification de l'assemblage :**3-2-1-Résistance au cisaillement des boulons :**

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Effort de cisaillement par boulon} \implies F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{14,35}{4} = 3,60 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 10^{-3} \cdot 115}{1,25} = 22,08 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 3,6 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 22,08 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3-2-2-Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :

Pour cette vérification on doit déterminer la résistance efficace au cisaillement $V_{eff.Rd}$ donnée par la formule suivante :

$$V_{eff.Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v,eff}$$

Avec :

$A_{v,eff}$: Est l'aire efficace de cisaillement, donnée par $A_{v,eff} = t \cdot L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = \min[(L_v + L_1 + L_2); L_3] \quad \text{avec} \quad \begin{cases} L_1 = \min(e_1; 5d) \\ L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot (f_u/f_y) \\ L_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \cdot (f_u/f_y) \end{cases}$$

D'où :

$K = 0,5 \implies$ Pour un rangé de boulons

$d_0 = 16 \text{ mm} \implies$ Diamètre des trous

❖ Vérification du cisaillement dans l'aire de la cornière :

$$L_1 = \min(e_1; 5d) = \min(40; 70) = 40 \text{ mm}$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) * \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (40 - 0,5 \times 16) * \left(\frac{360}{235}\right) = 81,19mm$$

$$L_3 = (p_1 + 2 - n \cdot d_0) * \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (50 + 80 - 45,76) * \left(\frac{360}{235}\right) = 129,05mm$$

$$L_{v,eff} = \min[(p_1 + L_1 + L_2); L_3] = 129,05mm$$

$$A_{v,eff} = t_w \cdot L_{v,eff} = 1032,4mm^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v,eff} = \frac{(235 \cdot 10^{-3}/\sqrt{3})}{1.1} * 1032,4 \Rightarrow V_{eff,Rd} = 382,02kN$$

$V_{sd} = 14,35 KN \leq V_{eff,Rd} = 382,02 KN$ Condition vérifiée

❖ **Vérification du cisaillement dans l'âme de la poutre :**

$$L_1 = \min(e_1; 5d) = \min(40; 70) = 40mm$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (40 - 0,5 \times 16) * \left(\frac{360}{235}\right) = 81,19mm$$

$$L_3 = (p_1 + a_1 + a_2 - n \cdot d_0) * \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (60 + 3,5 + 5,18 - 45,76) * \left(\frac{360}{235}\right) = 125,15mm$$

$$L_{v,eff} = \min[(p_1 + L_1 + L_2); L_3] = \min[(80 + 40 + 81.19); 129,05] = 125,13 mm$$

$$A_{v,eff} = t_w \cdot L_{v,eff} = 625,63mm^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v,eff} = \frac{(235 \cdot 10^{-3}/\sqrt{3})}{1.1} * 625,13 = 203,72 \Rightarrow V_{eff,Rd} = 203,72kN$$

$V_{sd} = 14,35 KN \leq V_{eff,Rd} = 203,72KN$ Condition vérifiée

3-2-3-Pression diamétrale des pièces assemblées:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right] = \min\left[\frac{40}{3 * 14}; \frac{50}{3 * 14} - \frac{1}{4}; \frac{400}{360}; 1\right] = 0,95$$

$$t = \min(t_w(poutre); t_w(poteau); t_{platine}) = \min(7.5; 5.3;) = 5,3mm$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 * 0,95 * 235 * 10^3 * 16 * 10^{-3} * 5,3 * 10^{-3}}{1.25} \Rightarrow F_{b,Rd} = 37,87 kN$$

$F_{v,sd} = 14,35 kN < F_{b,Rd} = 37,87 kN$ Condition vérifiée

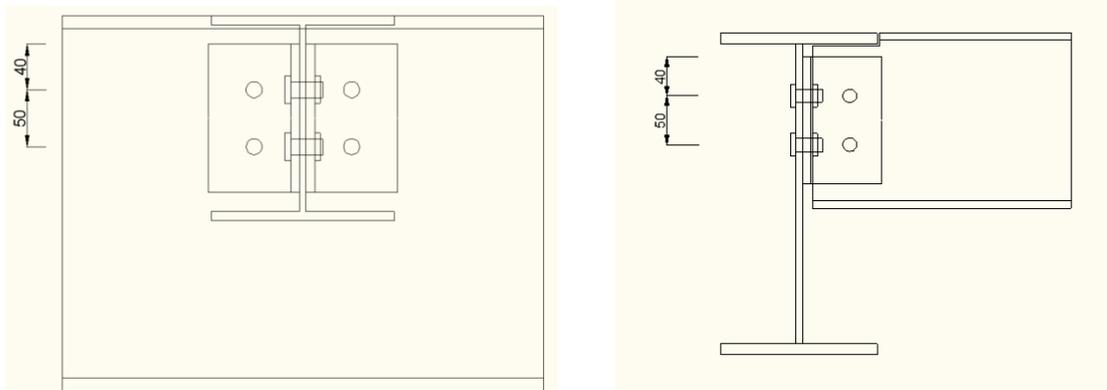


Figure 3-18 : Détails de l'assemblage entre la poutre I.P.E.330 et la solive I.P.E. 180

4-Assemblage poteau-poutre :

L'assemblage poteau-poutre se fait entre le poteau H.E.A.260 et la poutre I.P.E.330

Poutre I.P.E.330	Poteau H.E.A.260
$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 330 \text{ mm} \\ \text{largeur } b = 160 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 7.5 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 11.5 \text{ mm} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 250 \text{ mm} \\ \text{largeur } b = 260 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 7.5 \text{ mm} \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 12.5 \text{ mm} \end{array} \right.$

Le choix de l'assemblage s'est porté sur : $\left\{ \begin{array}{l} \text{épaisseur de la platine } t = 20 \text{ mm} \\ \text{des boulons H. R. de classe 10.9} \\ \text{diamètre des boulons } d = 16 \text{ mm} \end{array} \right.$

Dimension de la platine : $\left\{ \begin{array}{l} h_p = 370 \text{ mm} \\ b_p = 200 \text{ mm} \\ e_p = 20 \text{ mm} \end{array} \right.$

Les sollicitations à prendre en considération sont : $\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} = 45.94 \text{ kN} \\ M_{sd} = 47.43 \text{ kNm} \end{array} \right.$

4-1-Disposition des boulons :❖ **Distance entre axes des boulons :**

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{poteau})}) = \min(7.5; 7.5) \implies t = 7.5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \implies 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 105 \text{ mm}$$

$$\implies p_1 = 90 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \implies 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 105 \text{ mm}$$

$$\implies p_2 = 90 \text{ mm}$$

❖ **Pince longitudinale :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150) \text{ mm} \implies 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 90 \text{ mm}$$

$$\implies e_1 = 80 \text{ mm}$$

❖ **Pince transversale :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150) \text{ mm} \implies 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 90 \text{ mm}$$

$$\implies e_2 = 80 \text{ mm}$$

On prend 6 boulons entièrement filetés avec les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} d = 16 \text{ mm} \\ d_0 = 18 \text{ mm} \\ A = 201 \text{ mm}^2 \\ A_s = 157 \text{ mm}^2 \end{cases} \quad \text{et} \quad M10.9 \quad \begin{cases} f_{yb} = 900 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Dimension de la soudure :**

Cordon de soudure de la semelle : $a_s = 0.7 * t_f = 0.7 * 11.5 = 8.05 \text{ mm} \Rightarrow a_s = 15 \text{ mm}$

Cordon de soudure de l'âme : $a_a = 0.7 * t_w = 0.7 * 7.5 = 5.25 \text{ mm} \Rightarrow a_a = 10 \text{ mm}$

4-2-Vérification de l'assemblage :

4-2-1-Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :

❖ **Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'E.L.U.**

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{45.49}{6} \Rightarrow F_{v.sd} = 7.66 \text{ kN}$$

❖ **Résistance de calcul au cisaillement par boulon**

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.5 * 1000 * 10^3 * 0.157 * 10^{-3}}{1.25} \Rightarrow F_{v.Rd} = 62.8 \text{ kN}$$

❖ **Effort de traction de calcul par boulon à l'E.L.U.**

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} * d_i}{\sum d_i^2}$$

Avec :

d_i : Les distances ($d_1 = 244 \text{ mm}$; $d_2 = 154 \text{ mm}$; $d_3 = 64 \text{ mm}$)

$$F_{t.sd} = \frac{47.43 * 0.244}{(0.244 + 0.154 + 0.064)^2} \Rightarrow F_{t.sd} = 54.22 \text{ kN}$$

❖ **Résistance de calcul en traction par boulon**

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 * 1000 * 10^3 * 0.157 * 10^{-3}}{1.25} \Rightarrow F_{t.Rd} = 113.04 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4F_{t.Rd}} = \frac{7.66}{62.8} + \frac{54.22}{1.4*113.04} = 0.46 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4-2-2-Résistance au glissement :

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s n \mu (F_{p.cd} - 0,8 F_{t.sd.})}{\gamma_M}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 f_{ub} \cdot A_s = 0,7 * 1000 * 10^3 * 0,157 * 10^{-3} \Rightarrow F_{p.cd} = 109,9 \text{ kN}$$

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{1 * 1 * 0,4 * (109,9 - 0,8 * 54,22)}{1,25} \Rightarrow F_{s.Rd.ser} = 21,29 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = 7,66 \text{ kN} < F_{s.Rd.ser} = 21,29 \text{ kN}$ Condition vérifiée

4-2-3-Pression diamétrale de pièces assemblées :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[\frac{80}{3 * 18}; \frac{90}{3 * 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] = 1$$

$$t = \min(t_{w(poutre)}; t_{w(poteau)}; t_{platine}) = \min(7,5; 7,5; 20) = 7,5$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 * 1 * 360 * 10^3 * 10 * 10^{-3} * 7,5 * 10^{-3}}{1,25} \Rightarrow F_{b.Rd} = 86,4 \text{ kN}$$

$F_{v.sd} = 7,66 \text{ kN} < F_{b.Rd} = 86,4 \text{ kN}$ Condition vérifiée

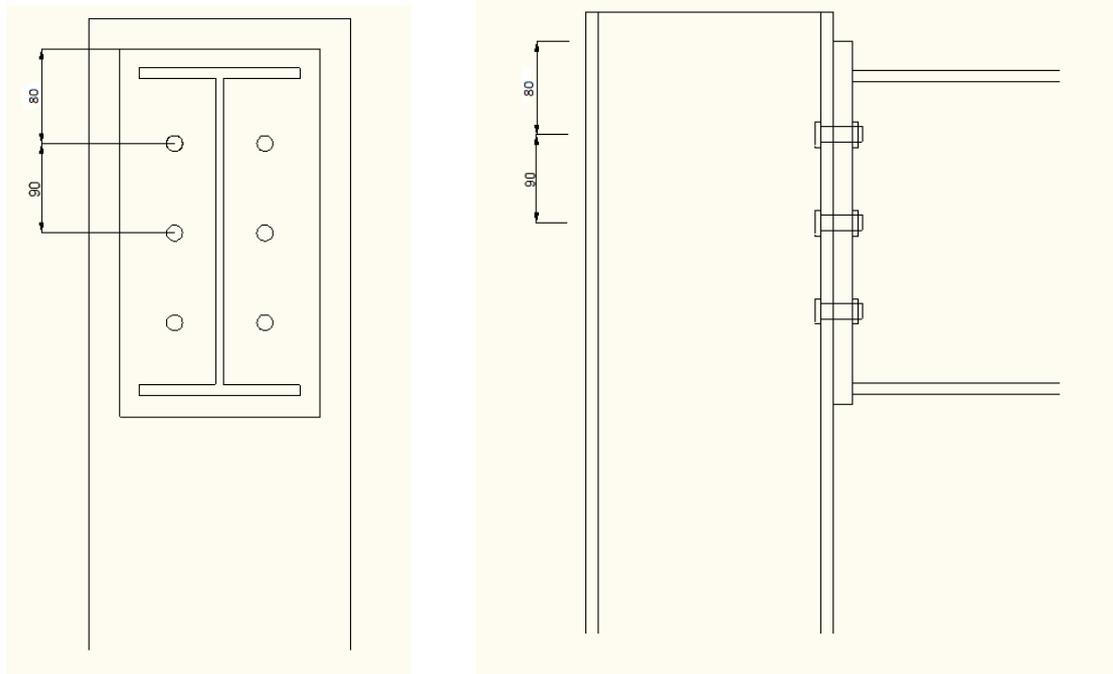


Figure 3-19 : Détails de l'assemblage entre le poteau H.E.A.260 et la poutre I.P.E.330

5-Assemblage pied de poteau :

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage. Pour le dimensionnement de ces tiges d'ancrages on travaille avec les combinaisons :

$$G + Q \pm 1.2E_{x,y} \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 236.61 \text{ kN} \\ M_{sd} = 2.31 \text{ kNm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad E.L.U. \Rightarrow \{N_{sd} = 315.1 \text{ kN}$$

5-1-Calcul de l'assemblage :❖ **Cordon de la soudure :**

Cordon de soudure de la semelle : $a_s = 0.7 * t_f = 0.7 * 12.5 = 8.75 \text{ mm} \Rightarrow a_s = 15 \text{ mm}$

Cordon de soudure de l'âme : $a_a = 0.7 * t_w = 0.7 * 7.5 = 5.25 \text{ mm} \Rightarrow a_a = 10 \text{ mm}$

❖ **Dimension de la platine :**

$$\begin{cases} a \geq 250 + (2 * 10) \Rightarrow a = 330 \text{ mm} \\ b \geq 260 + (2 * 15) \Rightarrow b = 330 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Avec épaisseur de la platine : } t_{\text{platine}} = 30 \text{ mm}$$

5-2-Vérification :❖ **Vérification de la platine :**

Les dimensions de la platine doivent vérifier la condition suivante :

$$\sigma \leq \sigma_b$$

Avec :

σ_b : En fonction du dosage du ciment dans le béton. On a un béton à 350 kg/m³ de ciment : $\sigma_b = 8 \text{ MPa}$

$$\sigma = \left(\frac{N}{a * b} \right) + \left(\frac{M}{I} * V \right) = \left(\frac{236.61 * 10^{-3}}{0.33 * 0.33} \right) + \left(\frac{2.31 * 10^{-3}}{\frac{0.33 * 0.33^3}{12}} * \frac{0.33}{2} \right) = 2.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 2.56 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des tiges d'ancrage :**

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal, donc on prend le nombre de tige égale à 8

L'effort admissible d'une tige doit vérifier la condition suivante :

$$N_a \geq \frac{N}{8}$$

Avec :

N : L'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison : $G + Q \pm 1.2E_{x,y}$

N_a : Effort admissible donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

D'où :

g_c : Dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

$$l_1 = 20\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

$$r = 3\Phi$$

On obtient par la suite la relation suivante :

$$15.94 \Phi^2 - 12.96 \Phi - 2957.625 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 14.91 \text{ mm}$$

On prend 8 tiges avec un diamètre de $\Phi = 20 \text{ mm}$

❖ **Condition d'équilibre du B.A.E.L. :**

$$\frac{N}{8} \leq F_A$$

Avec :

$$F_A = \pi \tau_{su} \Phi l_1$$

D'où :

$$\tau_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{tj}$$

φ_s : Coefficient de scellement droit, pour les tiges lisses $\varphi_s = 1$

Donc :

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1 \times 2.1 = 1.26 \text{ MPa}$$

$$F_A = \pi * 1.26 * 10^3 * 20 * 10^{-3} * 20 * 20 * 10^{-3} \Rightarrow F_A = 31.67 \text{ kN}$$

$$F_A = 31.67 \text{ kN} \geq \frac{N}{8} = 29.58 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

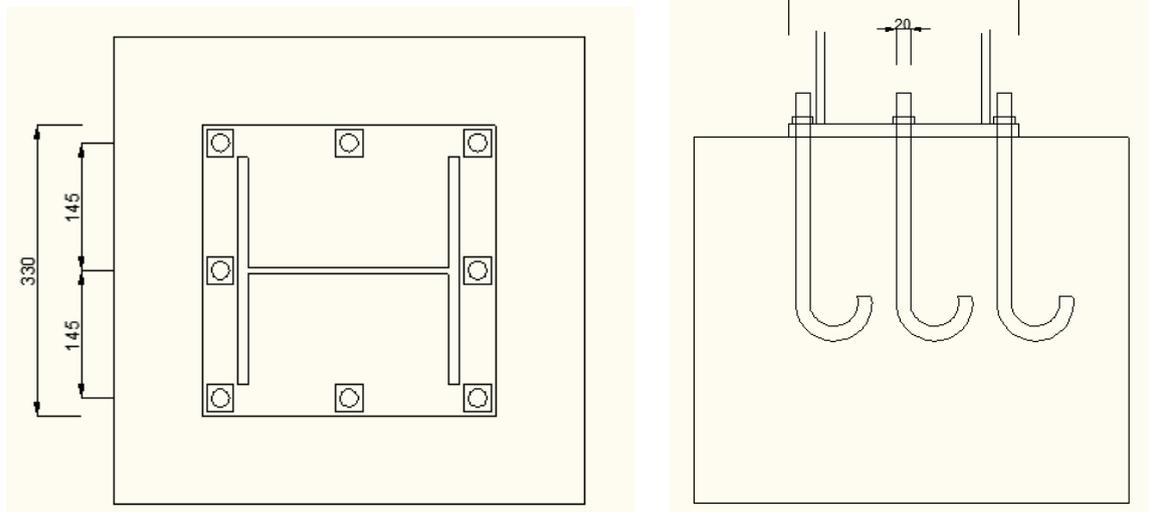


Figure 3-20 : Détails de l'assemblage pied de poteau

7-VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS

1-Introduction :

Le calcul des éléments porteurs d'une structure exige que l'on prenne toutes les combinaisons d'actions statique et dynamique définies au préalable. Le prédimensionnement des éléments structuraux a été fait en combinaisons statiques, il doit donc vérifier aux combinaisons de charges dynamiques (séisme, vent).

Pour le dimensionnement des éléments porteurs on prend en considération les combinaisons suivantes :

❖ Pour les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} E.L.U. \\ E.L.S. \\ G + Q \pm E_{X,Y} \\ 0.8G \pm E_{X,Y} \end{array} \right.$$

❖ Pour les poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} E.L.U. \\ E.L.S. \\ G + Q \pm E_{X,Y} \\ G + Q \pm 1.2E_{X,Y} \end{array} \right.$$

2-Vérification des poutres principales :

Combinaison	M _{sd} (kNm)	V _{sd} (kN)
E.L.U.	47,43	45,94
E.L.S.	34,63	33,54
G + Q ± E _X	35,71	34,2
G + Q ± E _Y	35,7	34,24
0.8G ± E _X	25,17	24
0.8G ± E _Y	25,17	24,03

Tableau 3-20: les charges maximales sous différentes combinaisons sur les poutres principales

2-1-Vérification de la condition de résistance :

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_m} = \frac{804 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1.1} = 171.76 \text{ kNm}$$

M_{pl,Rd} = 171.76 kNm > M_{sd} = 47.43 kNm..... Condition vérifiée

2-2-Vérification au déversement :

Il faut que la section choisie vérifie : M_{sd} ≤ M_{b,Rd}

Avec :

$M_{b,Rd} \Rightarrow$ La résistance d'un élément non-maintenu latéralement au déversement il est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * \beta_w * w_{pl,y} * f_y}{\gamma_{m1}}$$

D'où :

$\beta_w = 1$ Pour la classe 1

$w_{pl} = 804 * 10^{-6} m^3$

$\chi_{LT} \Rightarrow$ Le coefficient de réduction donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2})} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} \Rightarrow$ Le facteur d'imperfection du profilé laminé $\alpha_{LT} = 0.21$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w * w_{pl,y} * \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

Avec:

$M_{cr} \Rightarrow$ Le moment critique élastique de déversement donné par :

$$M_{cr} = c_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * l)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{k^2 * I_w}{k_w^2 * I_z} \right) + \left(\frac{k^2 * l^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right) + (c_2 * Z_g - c_3 * z_j)^2} - (c_2 * Z_g - c_3 * z_j) \right)$$

D'où :

$\begin{cases} z_g = 0 \\ z_j = 0 \end{cases} \Rightarrow$ Section doublement symétrique.

$\begin{cases} k = 0.5 \\ k_w = 0.5 \end{cases} \Rightarrow$ Appui encastéré.

$\begin{cases} I_z = 788 * 10^4 mm^4 \\ I_w = 28.2 * 10^9 mm^6 \\ I_t = 199 * 10^4 mm^4 \end{cases} \Rightarrow$ Caractéristique de la section d'I.P.E.330

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{210000}{2(1 + 0.3)} = 80769.23 MPa$$

$\begin{cases} c_1 = 0.712 \\ c_2 = 0.652 \\ c_3 = 1.070 \end{cases} \Rightarrow$ Extrémités encastérées et charge uniformément répartie.

On obtient donc:

$$M_{cr} = 281.912 kNm$$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 * 804 * 10^{-6} * \frac{235 * 10^3}{281.912}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.818 > 0.4 \Rightarrow$ donc il y a un risque de déversement.

$$\phi_{LT} = [1 + 0.21(0.818 - 0,2) + 0.818^2] \Rightarrow \phi_{LT} = 1.8$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1.8 + \sqrt{1.8^2 - 0.818^2})} \Rightarrow \chi_{LT} = 0.294$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.294 * 1 * 804 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1.1} \Rightarrow M_{b,Rd} = 50.47 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 47.43 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = 50.47 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé en I.P.E.330 vérifie le déversement.

3-Vérification des poteaux :

Combinaison	N _{sd} (kN)	M _{sd,y} (kNm)	M _{sd,z} (kNm)
E.L.U.	-315,1	-13,7	-47,43
E.L.S.	-229,31	-9,95	-34,63
G + Q ± 1.2E _x	-236,61	-10,71	-35,92
G + Q ± 1.2E _y	-233,19	-11,11	-35,92
G + Q ± E _x	-235,39	-10,59	-35,71
G + Q ± E _y	-232,54	-10,92	-35,7

Tableau 3-21: les charges maximales sous différentes combinaison sur poteaux

3-1-Vérification au flambement :

Les poteaux H.E.A.260 doivent vérifier le flambement dans les deux plans y-y' et z-z' ils doivent vérifier la condition suivante :

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y * M_{y sd}}{W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z * M_{z sd}}{W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1$$

Avec :

$$\diamond K_{y,z} = 1 - (\mu_y * \frac{N_{sd}}{\chi_{y,z}} * A * f_y)$$

$$\diamond \mu_{y,z} = \overline{\lambda_{y,z}} * (2 * \beta_{M y,z} - 4) + \left[\frac{(W_{ply,z} - W_{ely,z})}{W_{ely,z}} \right]$$

❖ χ_{min} : Est la plus petite valeur entre χ_y et χ_z

❖ χ_y et χ_z Sont les coefficients réducteur sont en fonction de l'élanement réduit $\overline{\lambda}$

❖ $\beta_{M y}$ et $\beta_{M z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion, ils sont donnés par :

$$\beta_{M y} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - (0.7 * 0.79) = 1.24$$

$$\beta_{M z} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - (0.7 * 0.79) = 1.24$$

❖ Elancement réduit :

$$\overline{\lambda}_{y,z} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \text{ Avec } \begin{cases} \lambda_{y,z} = \frac{L_f}{i_{y,z}} \\ \lambda_1 = 93.9 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9 \\ \beta_A = 1 \text{ pour la classe 1} \end{cases}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0.5 * 3.47}{109.7 * 10^{-3}} = 15.82 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0.5 * 3.47}{65 * 10^{-3}} = 26.69$$

$$\begin{cases} \overline{\lambda}_y = \frac{15.82}{93.9} = 0.17 < 0.2 \implies \text{La vérification au flambement n'a pas besoin d'être faite} \\ \overline{\lambda}_z = \frac{26.69}{93.9} = 0.284 > 0.2 \implies \text{On a risque de flambement, on fait la vérification.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h/b = 0.96 \leq 1.2 \\ t_f = 12.5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \implies \text{courbe de flambement c} \implies \chi_z = 0.957 \\ \text{axe de flambement } z - z' \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\mu_z = 0.284 * (2 * 1.24 - 4) + \left[\frac{(430.2 - 282.1)}{282.1} \right] \implies \mu_z = -0.23$$

$$K_z = 1 - \left(-0.23 * \frac{315100}{0.957} * 8680 * 235 \right) \implies K_z = 1.037$$

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z * M_{zsd}}{W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[\frac{315100}{0.957 * 8680 * \frac{235}{1.1}} + \frac{1.037 * 47430}{430.2 * \frac{235}{1.1}} \right] = 0.721$$

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * A * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z * M_{zsd}}{W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé H.E.A.260 vérifie le flambement.

8-FONDATIONS

1-Dimensionnement des semelles :

$$N_{sd} = 229,31kN$$

$$M_{sd} = 0,98kN.m$$

$$\sigma_{sol} = 1,8Bar$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{250}{260} = 0,96 \quad \text{donc} \quad A = 0,96B$$

$$\frac{N_s}{A.B} \leq \sigma_{sol} \quad \text{d'où} \quad B \geq \sqrt{N_s/172,8} = \sqrt{229,31/172,8} = 1,15m$$

On prend une semelle carrée de (1,2 ; 1,2).

$$d_i \geq \frac{B-b}{4} = \frac{120-26}{4} = 23,5cm$$

On prend $d_i = 0,25m$

$$h = d_i + 5 = 25 + 5 = 30cm = 0.3m$$

2-Vérification de la stabilité

L'excentricité maximale est $e_{max} = \frac{M}{N} = 0,026m < \frac{A}{6}$

Condition vérifiée.

3-Calcul du ferrailage :

$$A_x = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) \frac{B-b}{8.09h.\sigma_{st}} = 7,52cm^2 = 7T12$$

$$A_x = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \frac{A-a}{8.09h.\sigma_{st}} = 6,65cm^2 = 4T12$$

4-Calcul des longrines :

Les longrines sont calculées pour résister à la traction

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Selon le R.P.A.99 v.2003 pour un sol de catégorie 3,a = 15

4-1-Dimensionnement :

Selon le R.P.A. pour un sol de catégorie 3,a le minimum de la section transversale est de 25cm×30cm

4-2-Ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = 374,82MPa \text{ à l'ELU}$$

$$\sigma_{st} = 201,63MPa \text{ à l'ELS}$$

$$N_u = 315,1kN \rightarrow F = \frac{315,1}{15} = 21,1KN \quad A_{st} = 0,52cm^2$$

$$N_s = 229,31kN \rightarrow F = \frac{229,31}{15} = 15,29KN \quad A_{st} = 0,76cm^2$$

Selon le R.P.A. $A_{stmin} = 0,6\%B = 4,5cm^2$

On prend $A_{st} = 5T12$

4-3-Condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \leq 10,35 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

4-4-Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_{min}, \frac{h}{10}\right)$$

On prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement des cadres $S = (20 \text{ cm}; 15\varphi_t) = 12 \text{ cm}$

On prend $S = 10 \text{ cm}$

1-Introduction :

Nous avons réalisé l'étude et le dimensionnement de notre structure en béton armé puis en construction mixte dans le but d'effectuer une comparaison selon les deux aspects économiques et techniques.

❖ L'aspect économique :

Il comporte principalement les coûts et les délais de réalisations des deux structures.

❖ L'aspect technique :

Il comporte principalement le comportement de la structure en cas de charge dynamique (séisme, vent, ...).

2-Aspect économique :

2-1-Le coût des structures :

2-1-1-Structure en béton armé :

On devise le calcul du coût estimatif de la structure en béton armé en deux parties :

1-Le volume du béton de notre structure.

2-La quantité de ferrailage calculée lors de l'étude.

Barres de ferrailage	Nombre de barres	prix (DA)
$\phi 8$	1 rouleau	7 350
T10	13	6 500
T12	9	6 300
T14	7	6 300
T16	5	6 300

Tableau 4-1 : Prix unitaire des barres de ferrailage

N.B. :

Les prix unitaires donnés dans le tableau ci-dessus sont donnés pour une masse d'acier de un quintal.

Le prix unitaire de 1 m^3 de béton est : **7 300 DA**

Ces prix nous ont été donné par l'organisme S.E.R.O.R., ils comprennent le transport des matériaux ainsi que la main d'œuvre

❖ Volume du béton :

Etage courant :

Poutre principale	→	63.20 m^3
Poutre secondaire	→	21.84 m^3
Poteau	→	38.04 m^3
Bande noyée	→	7.20 m^3
Dalle de compression	→	61.05 m^3

Terrasse inaccessible :

Poutre principale	→	15.80 m^3
-------------------	---	---------------------

Poutre secondaire	→	8.31 m ³
Poteau	→	10.50 m ³
Dalle pleine	→	4.37m ³
Dalle de compression	→	12.10 m ³

Escalier : 1.92 m³

Voile : 94.98 m³

Fondation :

Semelle isolée	→	57.08 m ³
Semelle filante	→	162.76 m ³

- Le volume approximatif du béton obtenu est de **559.13 m³**.
- Le prix de ce volume est estimé donc à : **559.13 * 7 300 = 4 081 649 DA**

❖ **Quantité d'acier** :

Ferrailage des poutres :

T12	→	583.13 m
T14	→	6391.08 m
Cadre φ8	→	6136.8 m

Ferrailage des chaînages et des bondes noyés :

T12	→	924.42 m
Cadre φ8	→	2606.24 m

Ferrailage des poteaux :

T12	→	4764 m
Cadre φ8	→	142.05 m

Ferrailage des poutrelles :

T12	→	6206.55 m
Cadre φ8	→	8729.6 m

Ferrailage des escaliers :

T12	→	137.52 m
T10	→	128 m

Longueur du treillis soudé :

Cadre φ8	→	2199 m
----------	---	--------

Ferrailage des voiles :

T12	→	8361.14 m
-----	---	-----------

Ferrailage des fondations (isolé + filante) :

T12	→	126.56 m
T14	→	1124.62 m
T16	→	172.8 m

- La quantité de ferrailage totale obtenue est :

T10	→ 128 m	→ 13 barres
T12	→ 21103.18 m	→ 1759 barres
T14	→ 7515.7 m	→ 627 barres
T16	→ 172.6 m	→ 15 barres
Cadre	→ 19813.69 m	→ 45 rouleaux

- Le prix de se ferrailage est estimé donc à :

T10	→ 6 500 DA
T12	→ 1 234 800 DA
T14	→ 567 000 DA
T16	→ 18 900 DA
Cadre	→ 169 050 DA

Le prix total de la structure en Béton Armé s'élève à **6 077 899 DA**

2-1-2-Structure en construction mixte :

Tout comme le calcul du prix de la structure en béton armé, le calcul du prix estimatif de cette partie se devise en deux :

1-Type et nombre des profilés.

2-Le volume du béton de notre structure.

Le prix des profilés se calcul par unité de masse : **185DA/kg**

❖ Type des profilés :

Le calcul du type, du nombre et du prix des profilés sont dans le tableau ci-dessous :

pour un étage courant						
profilé	longueur (m)	masse linéaire (kg/m)	masse (kg)	nombre	prix (DA)	
I.P.E.140	3,3	12,9	42,57	12	94 505,4	
	3,84	12,9	49,536	13	119 134,08	
	3,75	12,9	48,375	1	8 949,375	
I.P.E.180	3,3	18,8	62,04	9	103 296,6	
	3,84	18,8	72,192	9	120 199,68	
	3,75	18,8	70,5	2	26 085	
I.P.E.330	3,3	49,1	162,03	1	29 975,55	
	3,96	49,1	194,436	3	107 911,98	
	5,6	49,1	274,96	3	152 602,8	
	24,4	49,1	1198,04	3	664 912,2	
H.E.A.260	3,47	68,2	236,654	30	1 313 429,7	
U.P.N.160	4,31	18,8	81,03	2	29 980,36	
Cornière 40x40x2	19,8	1,2	23,76	1	4 395,6	
U.P.N.260	4,8	37,9	181,92	4	134 620,8	
	suivant X	4,6	37,9	174,34	2	64 505,8
		10,2	37,9	386,58	1	71 517,3
		10,5	37,9	397,95	1	73 620,75
	suivant Y	12,8	37,9	485,12	1	89 747,2
		5,2	37,9	197,08	10	364 598

Tableau 4-2 : Prix des profilés pour un étage courant

Pour obtenir le prix des profilés de tous les étages il suffit de faire la somme des prix obtenus depuis le tableau ci-dessus et de le multiplier par le nombre d'étage. On obtient :
Le prix des profilés des 4 étage qui est **14 295 953 DA**

pour la terrasse inaccessible					
profilé	longueur (m)	masse linéaire (kg/m)	masse (kg)	nombre	prix (DA)
I.P.E.160	3,5	15,8	55,3	6	61 383
	4,05	15,8	63,99	4	47 352,6
	3,2	15,8	50,56	2	18 707,2
	3,75	15,8	59,25	1	10 961,25
	3,3	15,8	52,14	8	77 167,2
	3,85	15,8	60,83	6	67 521,3
I.P.E.180	3,5	18,8	65,8	3	36 519
	4,05	18,8	76,14	4	56 343,6
	3,2	18,8	60,16	2	22 259,2
I.P.E.300	3,3	42,2	139,26	1	25 763,1
	3,96	42,2	167,112	3	92 747,16
	5,6	42,2	236,32	3	131 157,6
	24,4	42,2	1029,68	3	571 472,4
H.E.A.260	3,47	68,2	236,654	12	525 371,88
	5,01	68,2	341,682	6	379 267,02
	3,9	68,2	265,98	12	590 475,6
U.P.N.260	6,35	37,9	240,665	1	44 523,025
	5,55	37,9	210,345	1	38 913,825
	4,5	37,9	170,55	4	126 207
	5,1	37,9	193,29	4	143 034,6
	10	37,9	379	1	70 115
	10,1	37,9	382,79	1	70 816,15
	11,8	37,9	447,22	1	82 735,7
	5,2	37,9	197,08	2	72 919,6
6	37,9	227,4	2	84 138	
	4,6	37,9	174,34	2	64 505,8

Tableau 4-3 : Prix des profilés pour la terrasse inaccessible

Le prix des profilés de la terrasse inaccessible est de **3 512 378 DA**

Le prix des profilés de toute notre structure est de **17 808 331 DA**

❖ **Volume du béton :**

On le calcul en deux point :

1-Volume du béton :

Dalle (de tous les étages) → 102.4 m³

Dalle (terrasse inaccessible) → 30 m³

Fondation → 13.2m³

2-Longueur du treillis soudé :Cadre $\phi 8$ \longrightarrow 2199 m (5 rouleaux)

- Le prix total du volume du béton armé utilisé est :

Dalle (par étage) \longrightarrow 747 520 DADalle (terrasse inaccessible) \longrightarrow 219 000 DACadre $\phi 8$ \longrightarrow 36 750 DAFondation \longrightarrow 96 360 DAOn obtient alors : **1 099 630 DA**Le prix total de la structure en Construction Mixte s'élève donc à **18 907 961 DA**

Type de la structure	Béton armé	Construction mixte
Prix de la structure	6 077 899 DA	18 907 961 DA

Tableau 4-4 : Récapitulatif du coût des deux structures

2-2-Le délai des structures:

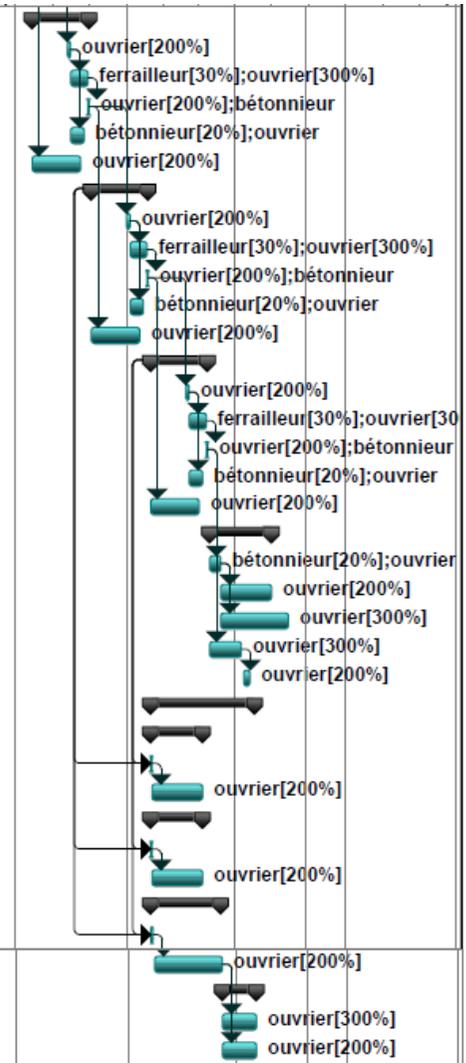
2-2-1-Structure en béton armé :

N°	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin	Prédécesseurs	2012		Tri 3, 2012		Tri 4, 2012		Tri 1, 2013		Tri 2, 2013		Tri 3, 2013		
						Mai	Jui	Jul	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai
1	bâtiment R+4	242 jours	Lun 11/06/12	Mar 14/05/13														
2	Installation du chantier	4 jours	Lun 11/06/12	Jeu 14/06/12														
3	installation des catonnements	1 jour	Lun 11/06/12	Lun 11/06/12														
4	Achat et transport des matériaux	3 jours	Mar 12/06/12	Jeu 14/06/12	3													
5	planing des travaux	3 jours	Lun 11/06/12	Mer 13/06/12														
6	Travaux	239 jours	Jeu 14/06/12	Mar 14/05/13														
7	Terrassement	5 jours	Jeu 14/06/12	Mer 20/06/12														
8	Implantation	4 jours	Ven 15/06/12	Mer 20/06/12	5;4													
9	NETTOYAGE DEBROUSSAILLAGE	1 jour	Jeu 14/06/12	Jeu 14/06/12	5													
10	Fouille	3 jours	Ven 15/06/12	Mar 19/06/12	9													
11	Gros œuvres	238 jours	Ven 15/06/12	Mar 14/05/13														
12	Infrastructure	35 jours	Ven 15/06/12	Jeu 02/08/12														
13	Fondations	27 jours	Ven 15/06/12	Lun 23/07/12														
14	Préparation deFerrailage	2,5 jours	Ven 15/06/12	Mar 19/06/12	9													
15	Béton de propété	2 jours	Mer 20/06/12	Jeu 21/06/12	10													
16	Béton cyclopéen de rattrapage de nivea	1 jour	Mer 20/06/12	Mer 20/06/12	10													
17	Béton Armé pour les semelles filantes	10 jours	Ven 22/06/12	Jeu 05/07/12	15;16													
18	B.A avant poteaux et longrines	10 jours	Mar 10/07/12	Lun 23/07/12	17FD+2 jours													
19	Remblai de la plate forme	1 jour	Mer 25/07/12	Mer 25/07/12	18FD+1 jour													
20	hérissonnage en pierre sèche	2 jours	Jeu 26/07/12	Ven 27/07/12	19													
21	Treillis soudé et Plate Forme	2 jours	Mer 01/08/12	Jeu 02/08/12	19;20FD+2 jours													
22	Structure	201 jours	Mar 07/08/12	Mar 14/05/13														
23	RDC	20 jours	Mar 07/08/12	Lun 03/09/12														
24	B.A pour poteaux	3 jours	Mar 07/08/12	Jeu 09/08/12	21FD+2 jours													
25	Ferrailage,coffrage de la 1er dalle	10 jours	Ven 10/08/12	Jeu 23/08/12	24													
26	coullage de la 1er dalle	1 jour	Ven 24/08/12	Ven 24/08/12	25													
27	Escalier de RDC	7 jours	Ven 24/08/12	Lun 03/09/12	25													
28	1er etage	35 jours	Lun 27/08/12	Ven 12/10/12														
29	B.A pour poteaux de 1er ettage	3 jours	Mar 25/09/12	Jeu 27/09/12	26FD+21 jours													
30	coffrage et ferrailage de la 2eme dalle	10 jours	Ven 28/09/12	Jeu 11/10/12	29													
31	coullage de la 2eme dalle	1 jour	Ven 12/10/12	Ven 12/10/12	30													
32	Escalier de 1er ettage	7 jours	Ven 28/09/12	Lun 08/10/12	29													
33	maçonnerie RDC	30 jours	Lun 27/08/12	Ven 05/10/12	26													

Tableau 4-5 : Les délais de construction de la structure en Béton Armé (1^{ere} partie)

34		2eme etage	35 jours	Lun 15/10/12	Ven 30/11/12				
35		B.A pour poteaux de 2eme ettage	3 jours	Mar 13/11/12	Jeu 15/11/12	31FD+21 jours			
36		coffrage et ferrailage de la 3eme dalle	10 jours	Ven 16/11/12	Jeu 29/11/12	35			
37		coullage de la 3eme dalle	1 jour	Ven 30/11/12	Ven 30/11/12	36			
38		Escalier de 2eme ettage	7 jours	Ven 16/11/12	Lun 26/11/12	35			
39		maçonnerie 1er etage	30 jours	Lun 15/10/12	Ven 23/11/12	31			
40		3eme eatge	35 jours	Lun 03/12/12	Ven 18/01/13				
41		B.A pour poteaux de 3eme ettage	3 jours	Mar 01/01/13	Jeu 03/01/13	37FD+21 jours			
42		coffrage et ferrailage de la 4eme dalle	10 jours	Ven 04/01/13	Jeu 17/01/13	41			
43		coullage de la 4eme dalle	1 jour	Ven 18/01/13	Ven 18/01/13	42			
44		Escalier de 3eme ettage	7 jours	Ven 04/01/13	Lun 14/01/13	41			
45		maçonnerie 2eme etage	30 jours	Lun 03/12/12	Ven 11/01/13	37			
46		4eme eatge	35 jours	Lun 21/01/13	Ven 08/03/13				
47		B.A pour poteaux de 4eme ettage	3 jours	Mar 19/02/13	Jeu 21/02/13	43FD+21 jours			
48		coffrage et ferrailage de la terrasse ina	10 jours	Ven 22/02/13	Jeu 07/03/13	47			
49		coullage de la terrasse inaccessible	1 jour	Ven 08/03/13	Ven 08/03/13	48			
50		Escalier de 4eme ettage	7 jours	Ven 22/02/13	Lun 04/03/13	47			
51		maçonnerie 3eme etage	30 jours	Lun 21/01/13	Ven 01/03/13	43			
52		terrasse inaccessible	37 jours	Lun 11/03/13	Mar 30/04/13				
53		maçonnerie 4eme etage	7 jours	Lun 11/03/13	Mar 19/03/13	49			
54		enduit en ciment interieur	30 jours	Mer 20/03/13	Mar 30/04/13	53			
55		enduit en ciment extetrier	2 mois	Mer 20/03/13	Mar 14/05/13	53			
56		Etancheité terrasse	1 mois	Lun 11/03/13	Ven 05/04/13	49			
57		acrotère	5 jours	Lun 08/04/13	Ven 12/04/13	56			
58		Corps d'etat secondaire	62 jours	Lun 21/01/13	Mar 16/04/13				
59		electricité	31 jours	Lun 21/01/13	Lun 04/03/13				
60		Achat des matériaux d'électricité	1 jour	Lun 21/01/13	Lun 21/01/13	40DD;46DD			
61		Pose de matériaux	30 jours	Mar 22/01/13	Lun 04/03/13	60			
62		plombrie	31 jours	Lun 21/01/13	Lun 04/03/13				
63		Achat de materiaux de la plomberie	1 jour	Lun 21/01/13	Lun 21/01/13	40DD;46DD			
64		pose de matériaux	30 jours	Mar 22/01/13	Lun 04/03/13	63			
65		menuiserie	42 jours	Lun 21/01/13	Mar 19/03/13				
66		Commande et mesure	2 jours	Lun 21/01/13	Mar 22/01/13	40DD;46DD			
67		Pose de matériaux	40 jours	Mer 23/01/13	Mar 19/03/13	66			
68		peinture	20 jours	Mer 20/03/13	Mar 16/04/13				
69		Enduit peinture interieurs	1 mois	Mer 20/03/13	Mar 16/04/13	67			
70		Enduit peinture exterieurs	1 mois	Mer 20/03/13	Mar 16/04/13	67			

Tableau 4-5 : Les délais de construction de la structure en Béton Armé (2^{eme} partie)



2-2-2-Structure en construction mixte :

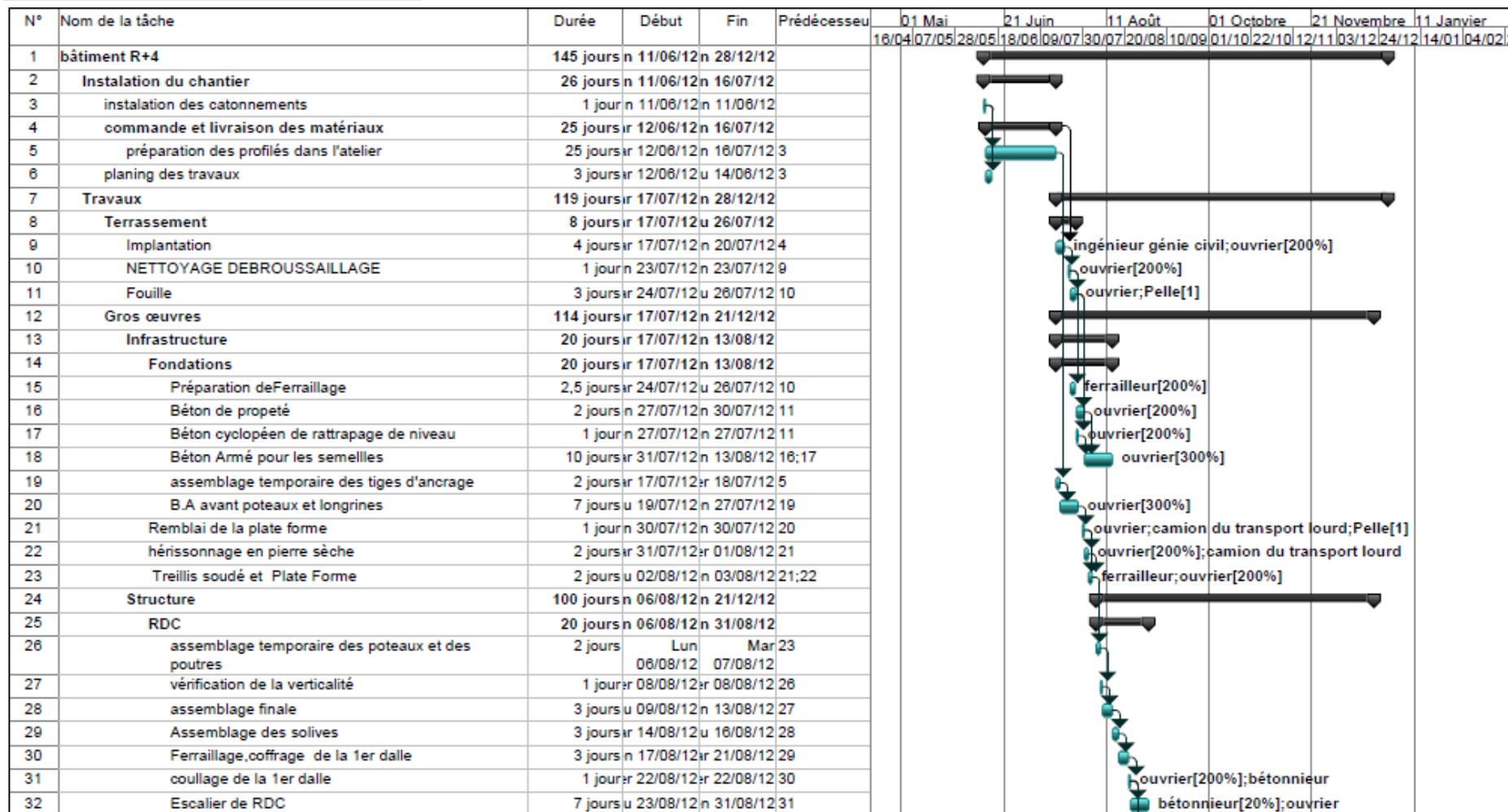


Tableau 4-6 : Les délais de construction de la structure en Construction Mixte (1^{ere} partie)

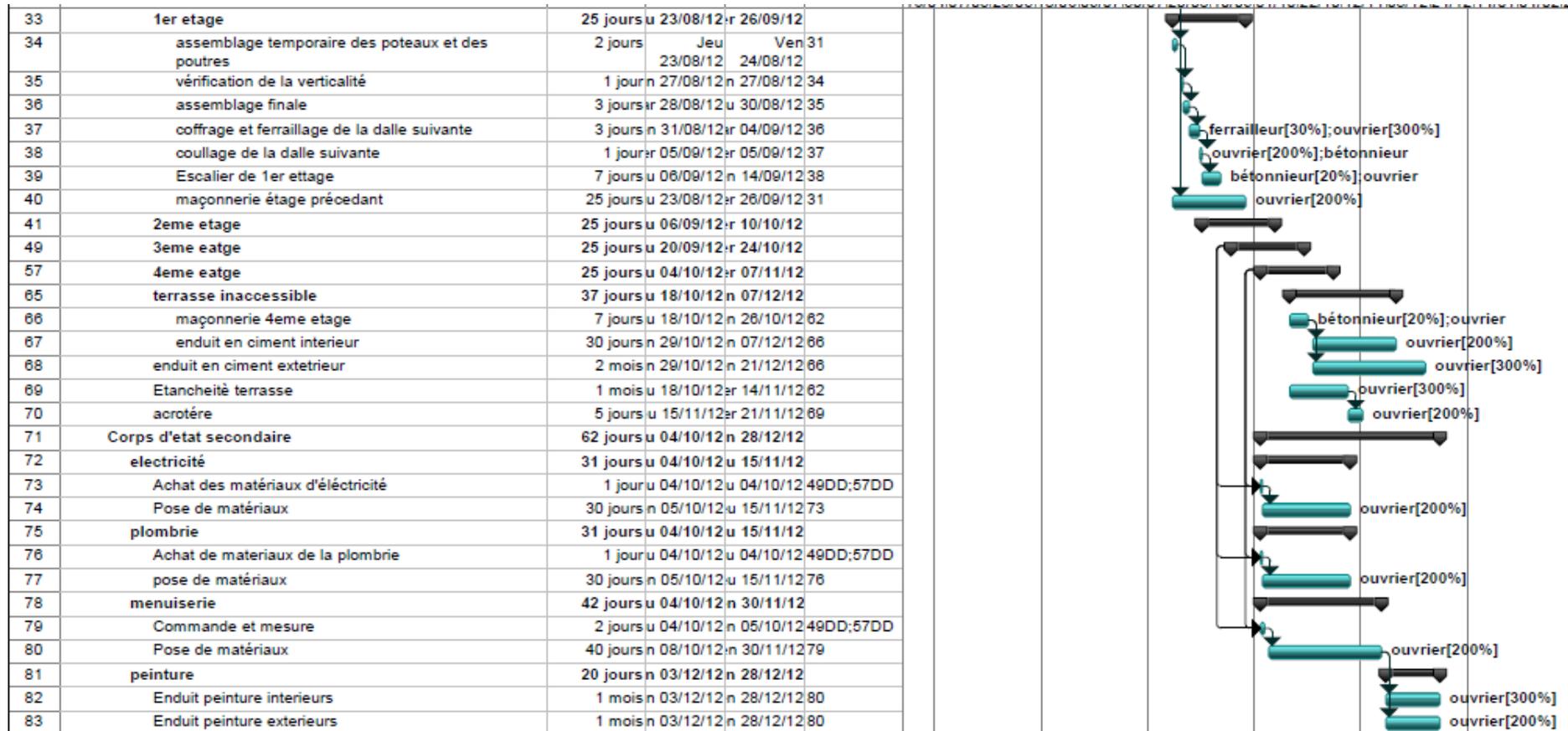


Tableau 4-6 : Les délais de construction de la structure en Construction Mixte (2^{eme} partie)

Graph en barres des délais de construction

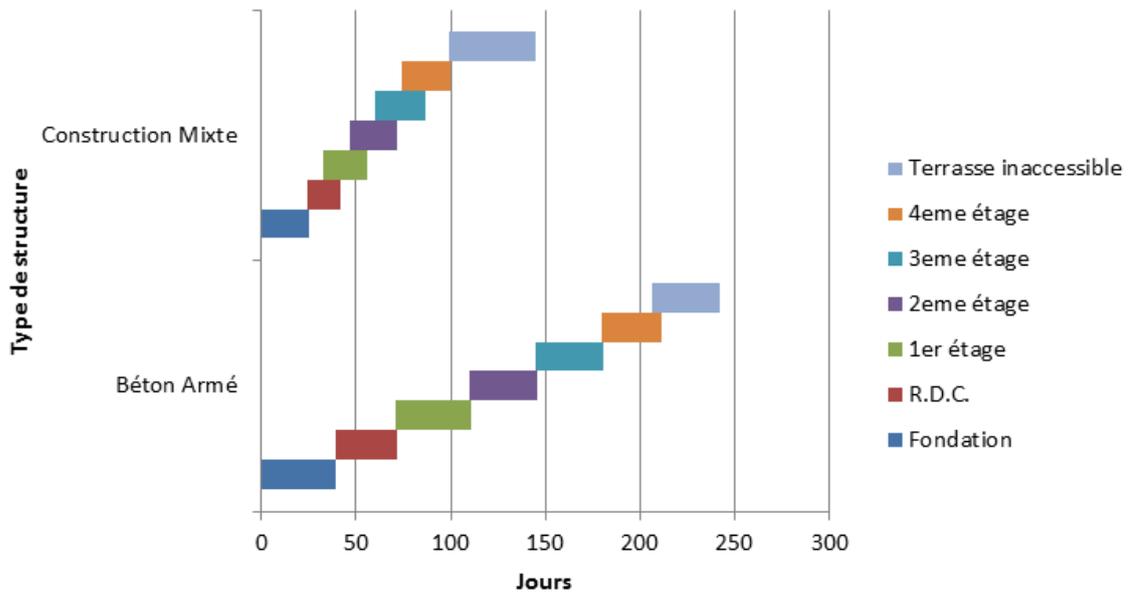


Figure 4-1 : Graphique en barre des délais

On remarque que le chevauchement des tâches pour la construction mixte est généralement lié par une relation début-début. Contrairement au chevauchement des tâches de la partie en béton armé qui est lié par une relation fin-début

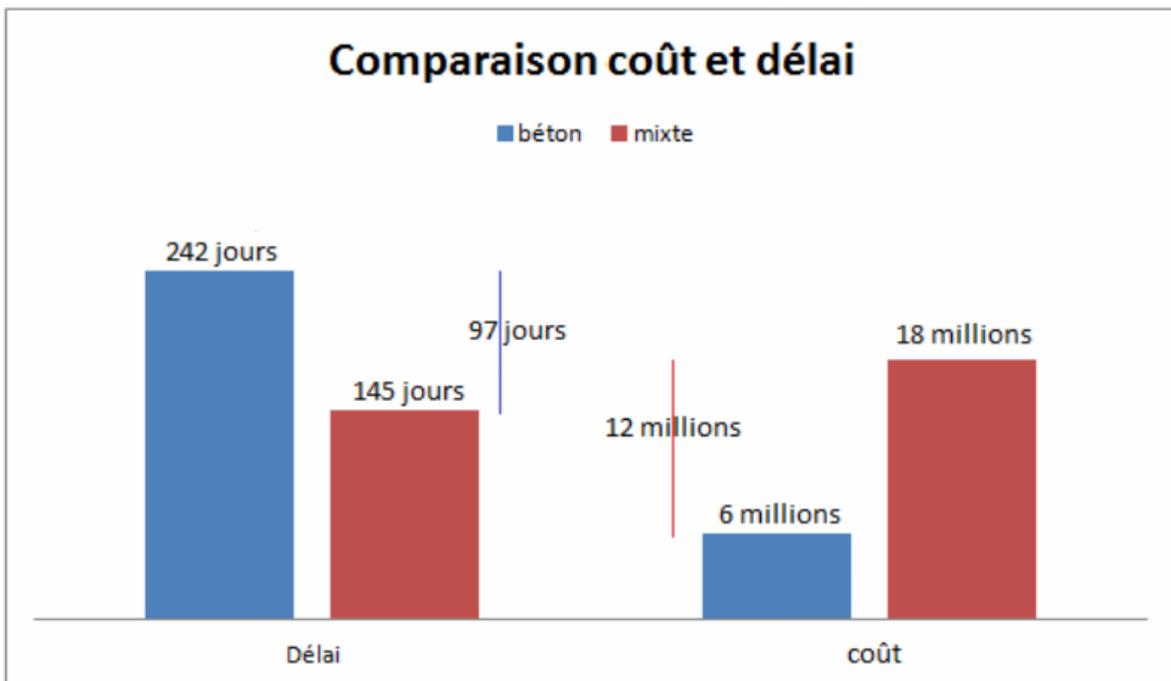


Figure 4-2: Récapitulatif de la comparaison entre les critères coût-délai

3-Aspect technique :**3-1-Phase de construction**

	Structure en béton armé	Structure en construction mixte
Coffrage	On utilise souvent des coffrages en bois ou métallique qui sont plus maniable et plus résistant à la pression du béton frais sur les parois.	On utilise la tôle Hi-Bond qui joue à la fois le rôle de plateforme de travail et une dalle collaborant avec le béton
Main d'œuvre	Sauf pour le suivi et exécution des plans qui nécessite des gens qualifiés, le reste des travailleurs n'ont généralement pas de qualification spéciale	En plus du personnel qualifié pour le suivi et l'exécution des plans on a des charpentiers qualifiés et expérimentés pour assurer le bon assemblage des éléments
Transmission des charges	Il assure une très bonne transmission des charges, néanmoins une mauvaise disposition d'armature comprime le béton dans la zone nodale	Une soudure incomplète ou un mauvais serrage des boulons n'assure pas la bonne transmission des charges et peut entraîner par la suite des problèmes dans la zone nodale
Agression dû aux agents extérieurs	Il assure une bonne résistance thermique, phonique et une résistance contre les agents chimiques agressives	Sa résistance au feu pour les ossatures métalliques est très faible, comme elles peuvent aussi être des cibles d'agent chimique

Tableau 4-7 : Comparaison technique durant la construction**3-2-Comportement :****3-2-1-Poids de la structure :**

- ❖ Poids de la structure en Béton Armé 16359.20 kN
- ❖ Poids de la structure en Construction Mixte 2765.664 kN

3-2-2-Période de la structure

Mode		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Période	B.A.	0,44	0,36	0,31	0,14	0,14	0,13	0,13	0,11	0,11	0,05	0,08	0,07
	C.M.	0,34	0,3	0,24	0,1	0,1	0,09	0,09	0,09	0,08	0,07	0,13	0,1

Tableau 4-8 : Période de la structure

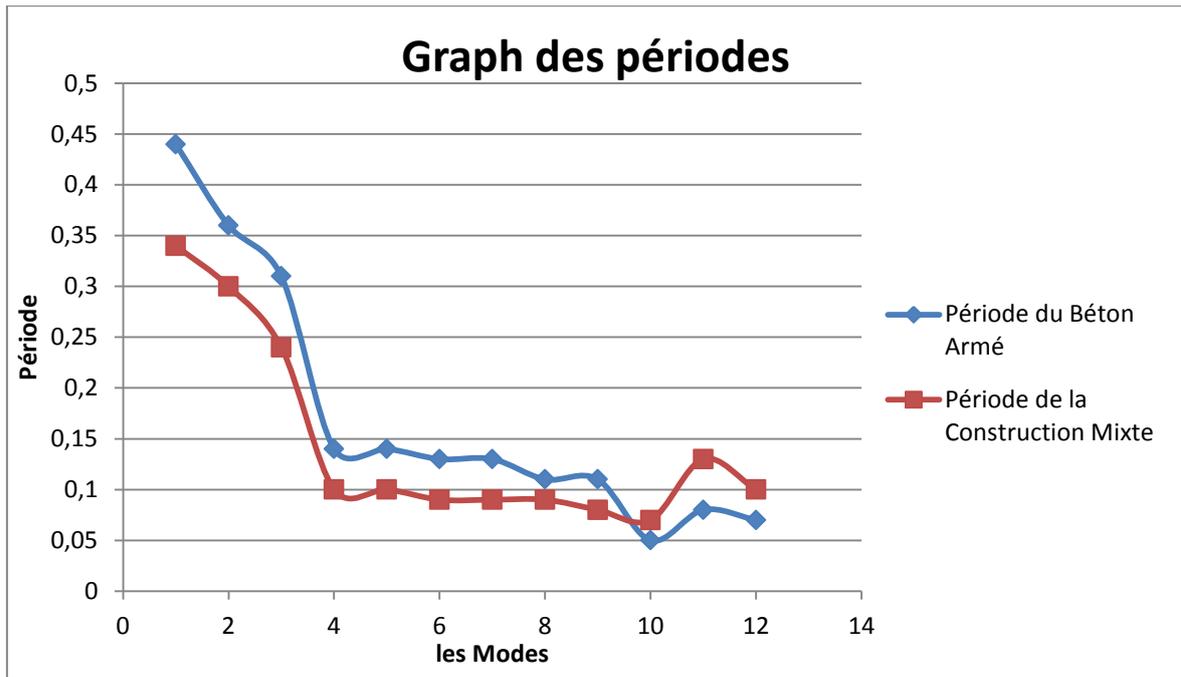


Figure 4-2 : Graph des périodes en fonction des modes

3-2-3-Déplacement de la structure :

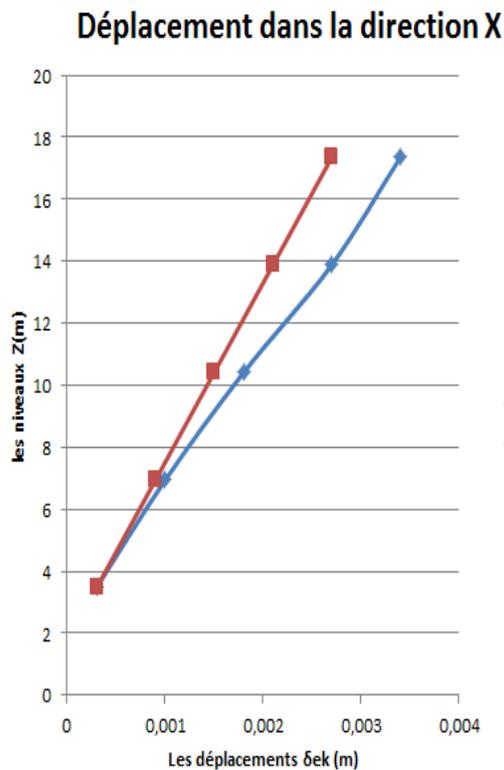


Figure 4-3 : Graph des déplacements dans la direction X

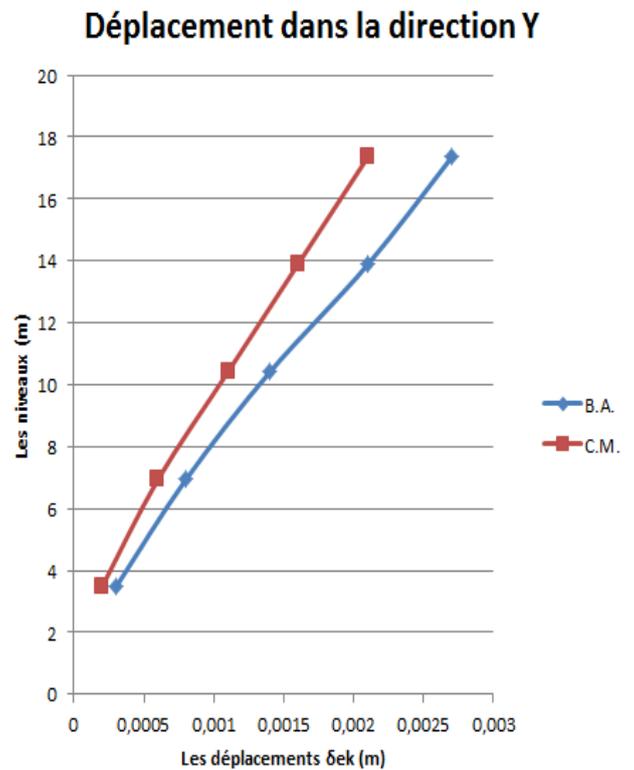


Figure 4-4 : Graph des déplacements dans la direction Y

4-Conclusion

Cette étude comparative nous renseigne sur les deux modes de construction du point de vue structural et économique.

Pour un tel projet, la structure en béton armé est plus justifiée de par la disponibilité des matériaux utilisés et des compétences avérées dans ce domaine. Le coût de réalisation suivant ces deux variantes le confirme. En effet la différence est du simple au triple.

D'un autre côté, le délai de réalisation est plus court dans la version structures mixtes que celles en béton armé. La différence est presque du simple au double.

Cette différence ne justifie en aucun cas l'écart en termes de coût.

CONCLUSION GENERALE :

Le rôle de l'ingénieur dans un projet de construction d'un bâtiment est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Au cours de notre projet, nous avons confrontés par manque d'expérience pas mal de difficulté. On s'est également rendu compte que l'emploi de l'information impose à l'ingénieur de formuler un certain nombre d'hypothèses et de vérifications pour rendre les résultats convenablement exploitables pour son travail. Par conséquent, on a été amené à exploiter, moyennant certaines vérifications, des résultats pour le dimensionnement des éléments de la structure. On s'est également familiarisé avec les règlements et les logiciels.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons pu calculer les actions horizontales dues au vent et au séisme, ce qui nous a amené à faire des choix judicieux sur les dispositions des contreventements.

Ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus de formation.

Dire que nous avons vu toutes les facettes de la charpente serait prétentieux de notre part, car c'est un domaine très vaste, néanmoins cela nous a donné un avant-goût de la vie professionnelle avec toutes les exigences et les difficultés auxquelles doit faire face l'ingénieur qui a la lourde tâche de réaliser un projet de construction selon les normes de calcul en vigueur pour un maximum de sécurité et un minimum de coût.

Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour notre début dans la charpente métallique vu que c'est un type de construction très prometteur et dont les avantages ne sont plus à prouver. En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Bibliographie

B.A.E.L. 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées en 99

D.T.R. B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations

R.P.A. 99 version 2003 Règles Parasismiques Algériennes (D.T.R. B.C. 2.48)

C.M.97 Règles de conception et de calcul des structures en acier (D.T.R. B.C. 2.44)

R.N.V. 99 Règlement neige et vent (D.T.R. C 2-4.7)

MIMOUNE. M & MIMOUNE. F.Z (2011), Pratique de la construction métallique,
Ed : OPU, Alger (Algérie)

Lahlou. D « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE »
Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

Manfred A.H, Michel. C « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL) ,1995

Morel. J « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles, 1975

Hi-Bond « Coffrage collaborant pour plancher béton » Notice Technique Ed 95/1

DESSIN DE FERRAILLAGE :

Ferrailage des poutres principales :

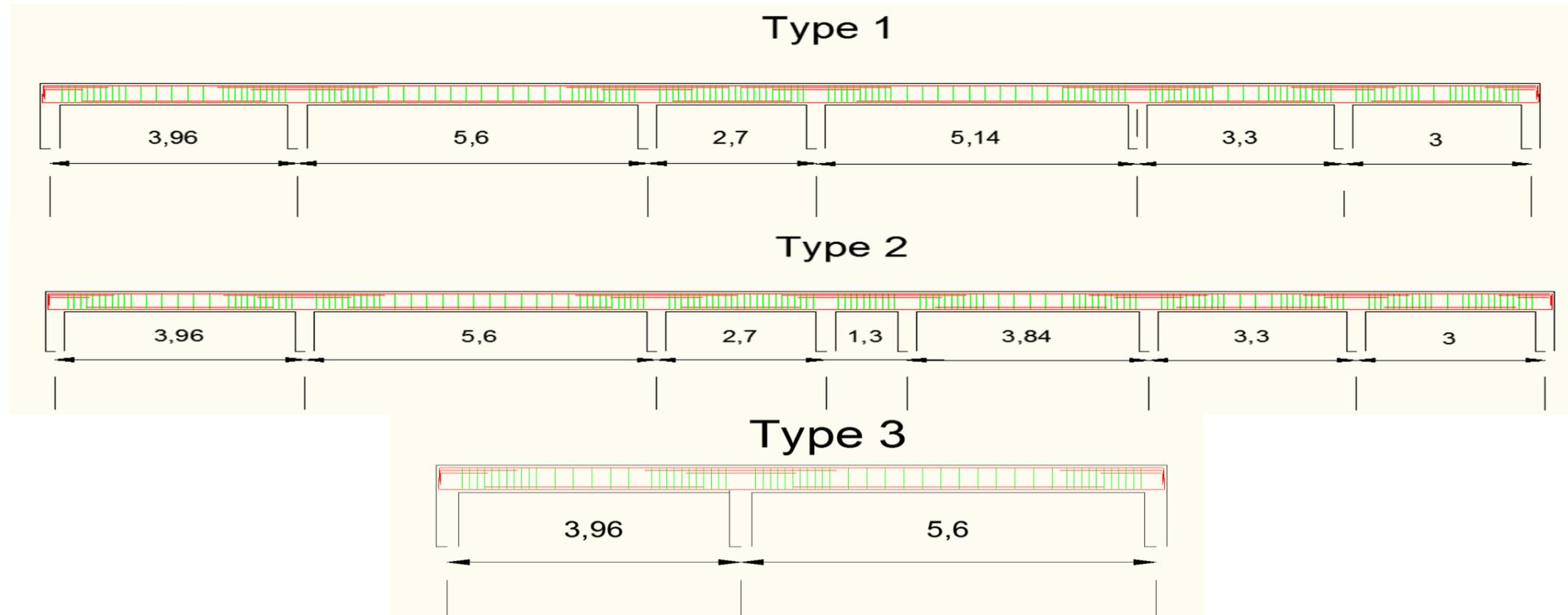


Figure : Coupe longitudinale des ferrillages des poutres principales

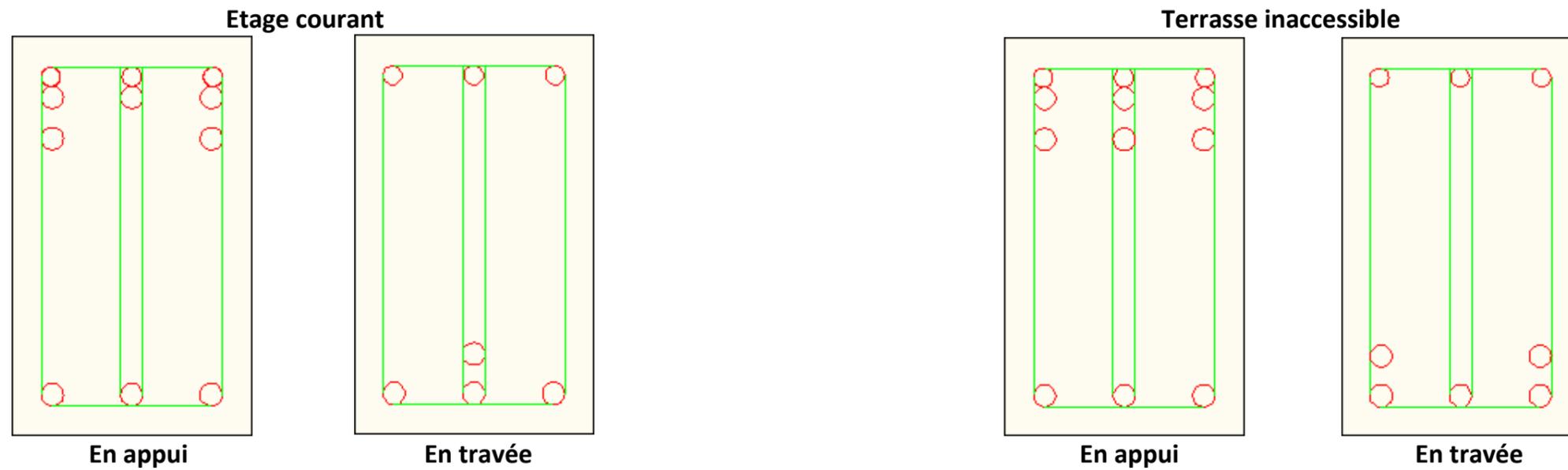


Figure : Coupe transversales des ferrillages des poutres principales

Ferrillage des poutres secondaires :

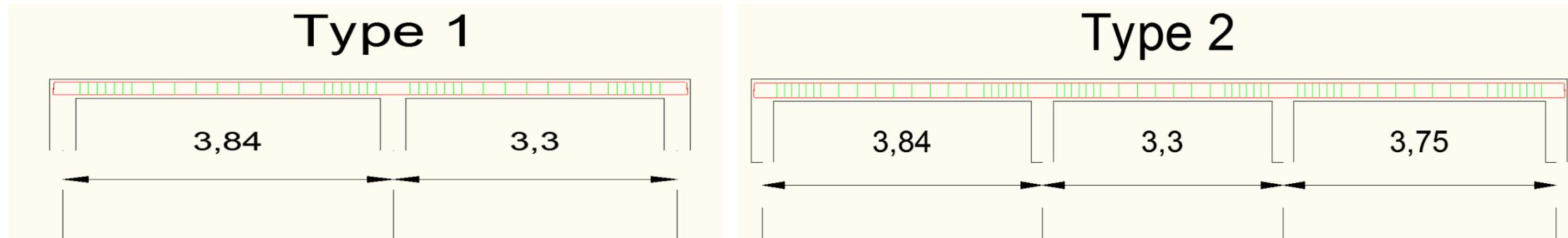


Figure : Coupe longitudinale des ferrillages des poutres secondaires

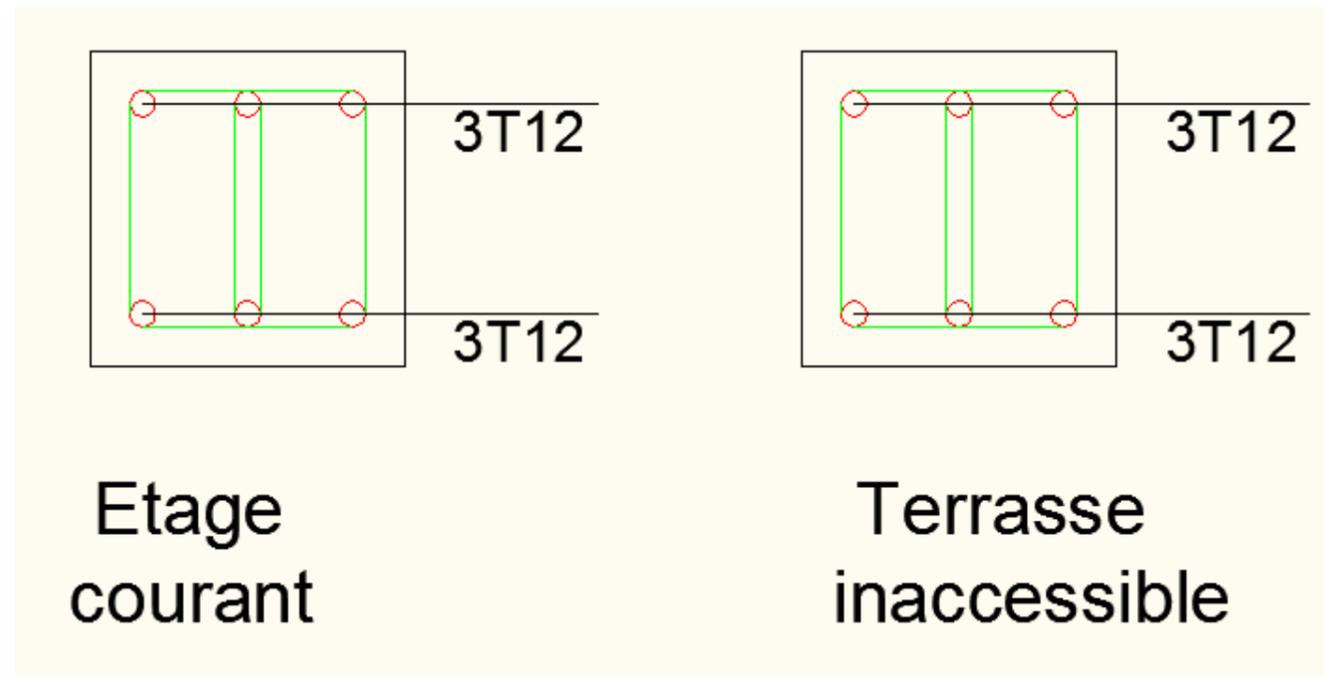


Figure : Coupe transversale des ferrillages des poutres secondaires

Ferrailage des escaliers :

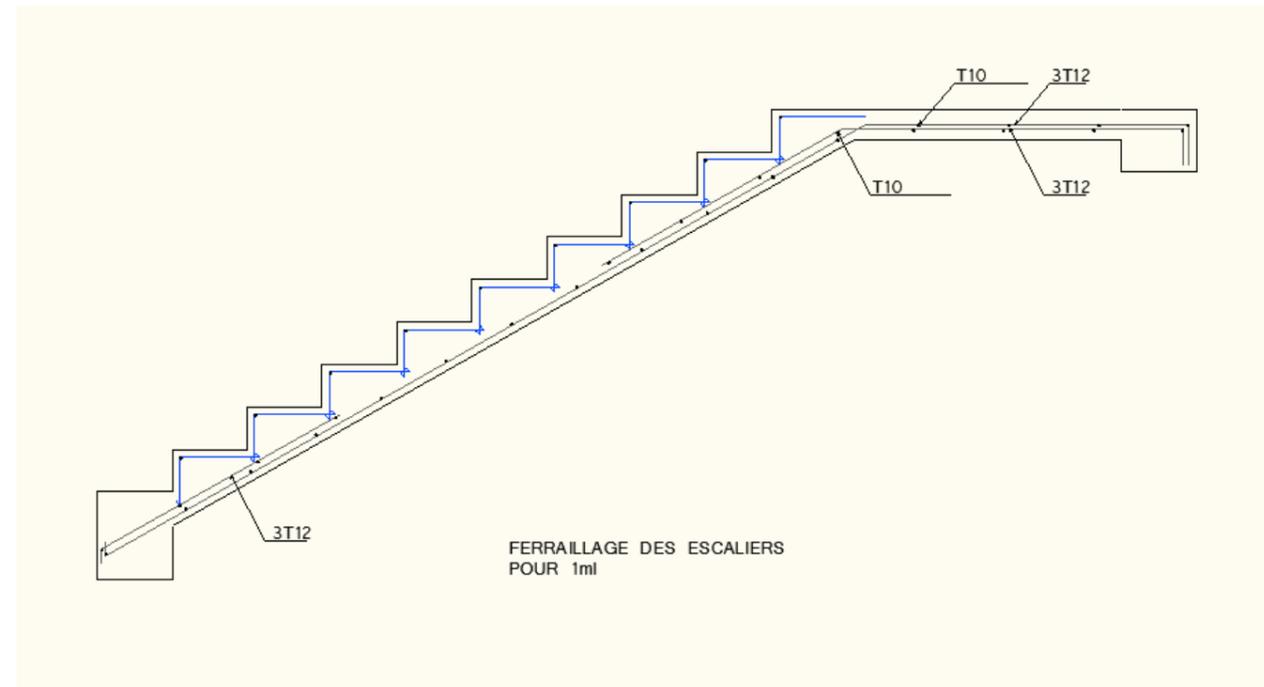


Figure : Coupe longitudinale des ferrillages des escaliers

Ferrailage des poteaux :

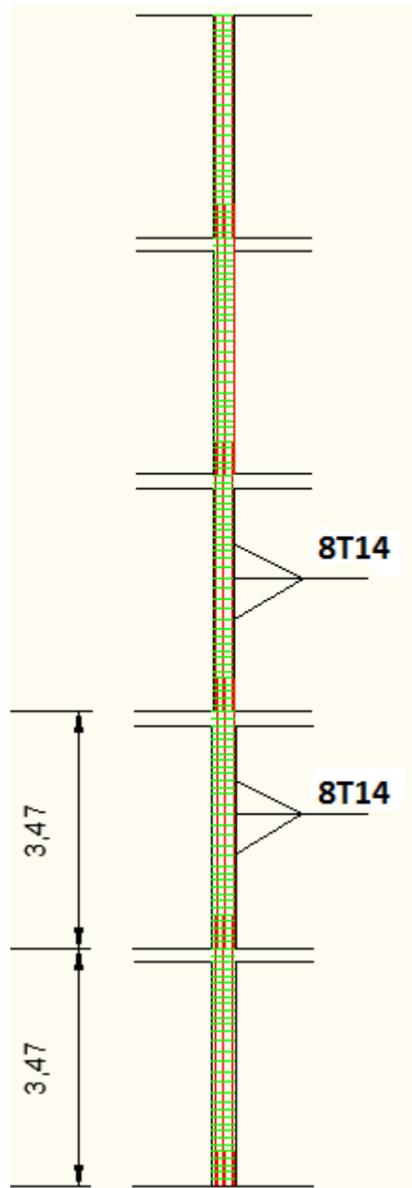


Figure : Coupe longitudinale des ferrillages des poteaux

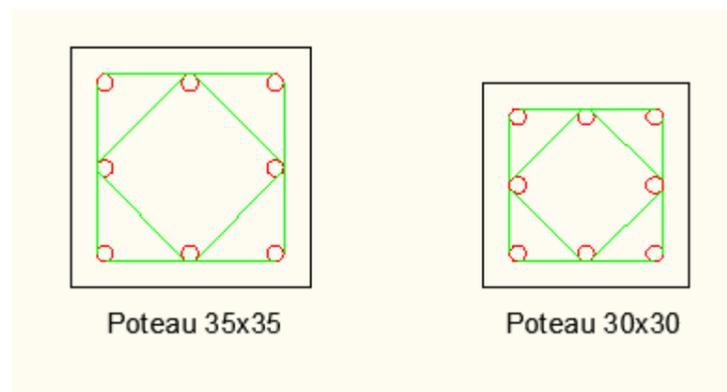


Figure : Coupe transversale des ferrillages des poteaux

Ferrailage des semelles :

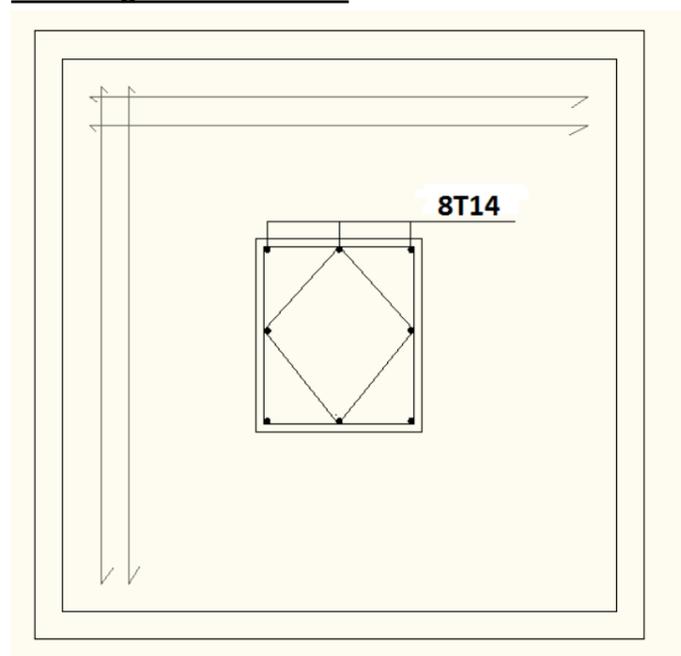


Figure : Coupe transversale des ferrillages des semelles

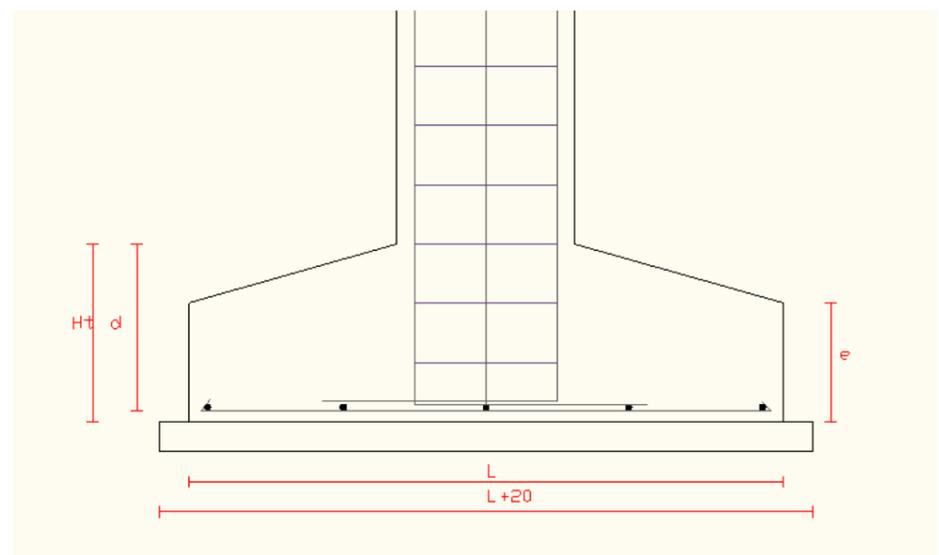


Figure : Coupe transversale des ferrillages des semelles