

CHAPITRE 1 : GENERALITES

1.1. Présentation du projet :	1
1.2. Description de l'ouvrage :	1
1.3. Données concernant le site:	1
1.4. Règlements utilisés :	1
1.5. Matériaux utilisés :	2
1.5.1. L'acier de construction :	2
1.5.2. Tôle nervurée :	3
1.5.3. Elaboration d'assemblage:	3
1.5.4. Le béton :	3

CHAPITRE 2 : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

2.1. Introduction :	4
2.2. Conception structurale :	4
2.2.1. Structure horizontale :	5
2.2.2. Structure verticales :	6
2.3. Conception parasismique :	6
2.4. Conception des escaliers :	6

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES ACTIONS

3.1. Introduction :	7
3.2. Charges permanentes :	7
3.2.1. Plancher terrasse inaccessible:	7
3.2.2. Plancher étage courant :	8
3.2.3. Escaliers :	8
3.3. Charges d'exploitations :	9
3.4. Charge climatique :	9
3.4.1. Introduction :	9
3.4.2. Etude de la neige :	9
3.4.3. Etude du vent:	10

CHAPITRE 4: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

4.1. Étude des escaliers :	26
4.1.1. Escaliers intérieurs type 1 :	26
4.1.2. Escalier intérieur type 2 :	31
4.1.3. 3eme type d'escalier (mezzanine) :	35
4.2. Étude de l'acrotère :	39

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

5.1. Introduction :	41
5.2. Dimensionnement des solives :	41
5.2.1. Pré-dimensionnement :	41
5.2.2. Justification de profilé :	42
5.3. Dimensionnement des poutres :	44

5.3.1. Pré-dimensionnement :	44
5.3.2. Justification de profilé :	45
5.4. Poutres principale (Bloc B) :	47
5.4.1 Pré dimensionnement :	47
5.4.2. Justification des profilés :	48
5.5. Dimensionnement de la console (poutre en porte-à-faux) :	49
5.5.1. Evaluation des charges :	49
5.5.2 .Dimensionnement a l'état limite de service :	49
5.5.3. Dimensionnement a l'état limite ultime :	50
5.5.4 .Justification du profilé :	50
5.6. Dimensionnement des poteaux :	51
5.6.1. Descente de charges :	51
5.6.2. Dimensionnement à la compression :	53

CHAPITRE 6 : ETUDE DES PLANCHERS MIXTES

6.1. Introduction :	56
6.2. Méthode de calcul :	57
6.3. Vérifications de la dalle :	57
6.3.1. Vérification de la tôle profilée :	57
6.3.2. Vérification de la dalle mixte :	59
6.4. Vérification de la solive :	62
6.4.1. Vérification de la condition de résistance :	62
6.4.2. Vérification de cisaillement :	63
6.4.3. Vérification de la flèche :	64
6.5. Détermination des contraintes de flexion :	64
6.5. Les connecteurs :	66
6.5.1 .Résistance de calcul des connecteurs :	67
6.5.2. Nombre des goujons par solives :	67
6.5.3. L'espacement des goujons :	67

CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

7.1. Introduction :	68
7.2. Présentation de L'ETABS :	68
7.3. Critères de classification par le RPA 99/2003 :	69
7.3.1. Classification des zones sismiques :	69
7.3.2. Classification de l'ouvrage :	69
7.4. Choix de la méthode de calcul :	69
7.5. La méthode dynamique modale spectrale :	69
7.5.1. Principe de la méthode :	69
7.5.2. Condition d'application :	69
7.5.3. Spectre de réponse utilisée :	70
7.5.4. Combinaison des actions :	71
7.6. Choix de disposition des contreventements :	72
7.7. Présentations des résultats de l'analyse spectrale :	74

7.8. Les efforts tranchants sismiques d'étage :	76
7.9. Vérification des conditions de l'RPA :	76
7.9.1. Résultante des forces sismiques de calcul :	76
7.9.2. Calcul de la force sismique totale V :	76
7.9.3. Vérification de l'excentricité :	78
7.9.4. Vérification des déplacements :	79
7.10. Calcul du joint sismique entre le bloc A et B :	81
7.11. Conclusion :	81

CHAPITRE 8 : VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS

8.1. Introduction :	82
8.2 .Vérification des poutres principales :	82
8.2.1. Vérification de la condition de résistance :	83
8.2.2 .Vérification à l'effort tranchant :	83
8.2.3. Vérification au déversement :	83
8.3. Vérifications de la poutre console :	84
8.3.1. Vérification de la condition de résistance :	84
8.3.2. Vérification au cisaillement :	84
8.3.3. Vérification au déversement :	85
8.4 .Vérifications des poteaux :	86
8.4 .1Vérification du poteau HEM400 (bloc B) :	87
8.4.2 Sections des poteaux après vérification :	89
8.5. Vérification des Contreventements :	89
8.5.1. Type 1 palée en X :	90
8.5.2. Type 2 palées en V :	91

CHAPITRE 9: ETUDE DES ASSEMBLAGES

9.1. Introduction :	93
9.2. Fonctionnement des assemblages :	93
9.3. Les assemblages boulonnés :	93
9.4. Caractéristiques mécanique des boulons :	94
9.5. Principe de Calcul des assemblages :	94
9.5.1. Hypothèse de calcul :	94
9.5.2. Positionnement des trous pour les boulons :	95
9.5..3. Assemblages travaillant au cisaillement ou en traction :	96
9.5.4 .Résistances de calcul des boulons :	97
9.6. Calcule d'assemblage poutre solive :	98
9.6.1. Disposition constructive :	98
9.6.2. Vérification de l'assemblage :	100
9.7. Calcule Assemblage Poteau (HEM500) – poutre (IPE450) :	101
9.7.1. Disposition constructive :	102
9.7.2. Vérification l'assemblage :	103
9.8 .Calcul des pieds de poteaux :	105
9.8.1. Dimensionnement de la plaque d'appuis	105

9.8.2. Vérification des tiges d'ancrage :	106
---	-----

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1. Introduction :	108
10.2. Caractéristiques des matériaux :	108
10.2.1. Béton :	108
10.2.2. Acier :	108
10.3. Choix et type de fondations :	109
10.4. Vérification du chevauchement :	109
10.5. Pré dimensionnement du radier (bloc A) :	109
10.5.1. La hauteur du radier :	109
10.5.2. Calcul de la surface du radier :	110
10.5.3. Vérification du radier (bloc A) :	110
10.6. Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical (bloc A):	112
10.6.1 Caractéristiques géométriques du radier :	112
10.6.2 Vérification des contraintes du sol:	112
10.7. Ferrailage du radier (bloc A) :	113
10.7.1. Evaluation des charges et surcharges :	114
10.7.2. Calcul du ferrailage :	114
10.8. Pré dimensionnement du radier (bloc B) :	117
10.8.1. La hauteur du radier :	117
10.8.2. Calcul de la surface du radier :	118
10.8.3. Vérification à l'effet de sous pression :	118
10.8.4 Vérification au non poinçonnement :	118
10.8.5. Vérification à la contrainte de cisaillement :	118
10.9. Vérification des contraintes du sol (bloc B):	119
10.9.1 Caractéristiques géométriques du radier :	119
10.9.2 Vérification des contraintes du sol :	119
10.10. Ferrailage du radier (bloc B):	120
10.10.1. Evaluation des charges et surcharges :	120
10.10.2. Calcul du ferrailage :	120

Liste Des Notations

Majuscules latines

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 ($E=2.1 \cdot 10^5$ 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 ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K	: Facteur de déformée modale ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
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 ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
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 ;

Minuscules latines

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 ;

Minuscules grecques

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 ;

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 : GENERALITES

Tableau 1.1 : Type d'acier.....	2
Tableau 1.2 : Caractéristique de la tôle.....	2

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES ACTIONS

Tableau 3.1 : Catégorie de terrain.....	12
Tableau 3.2 : les résultats des pressions dynamiques sur les parois verticales.....	12
Tableau 3.3 : donné du site.....	13
Tableau 3.4 : Valeur de C_{pe10}	14
Tableau 3.5 : les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V1 » (daN/m ²).....	15
Tableau 3.6 : les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V1 » (daN/m ²).....	15
Tableau 3.7 : donné du site	15
Tableau 3.8: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V2 » (daN/m ²).....	16
Tableau 3.9: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V2 » (daN/m ²).....	16
Tableau 3.10 : donné du site.....	17
Tableau 3.11: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V3 » (daN/m ²).....	17
Tableau 3.12: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V3 » (daN/m ²).....	18
Tableau 3.13: donné du site.....	18
Tableau 3.14: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V4 » (daN/m ²).....	19
Tableau 3.15: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V3 » (daN/m ²).....	19
Tableau 3.16 : Valeur de C_{pe10}	21
Tableau 3.17: les valeurs des forces sur la toiture « face BC »(daN/m ²).....	21
Tableau 3.18: les valeurs des forces sur la toiture « face AD»(daN/m ²).....	21
Tableau 3.19: les valeurs des forces sur la toiture « face AB et CD »(daN/m ²).....	21
Tableau 3.20 : Résultante des pressions «sous V1 ».....	22
Tableau 3.21 : Résultante des pressions «sous V2 ».....	23
Tableau 3.22 : Résultante des pressions «sous V3 ».....	24
Tableau 3.23 : Résultante des pressions «sous V4 ».....	25

CHAPITRE 4: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 4.1 : sollicitations.....	39
-----------------------------------	----

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

Tableau 5.1 : Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 240.....	42
Tableau 5.2 : Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE450.....	45
Tableau 5.3 : les poutres choisies du bloc B.....	47
Tableau 5.4 : Evaluation de charges sur les différentes poutres de bloc B.....	48
Tableau 5.5 : vérification de la condition résistance des poutres de bloc B.....	48
Tableau 5.6 : vérification de la condition de cisaillement des poutres de bloc B.....	48

Tableau 5.7 : vérification de la condition de flèche des poutres de bloc B.....	48
Tableau 5.8 : descente de charge du poteau le plus sollicité bloc A.....	53
Tableau 5.9 : caractéristiques du poteau HEM500.....	54
Tableau 5.10 : les différentes sections des poteaux de Bloc A et B.....	55

CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau 7.1 : Valeurs de pénalités.....	71
Tableau 7.2 : Les résultats de participations massiques cumulés bloc (A).....	74
Tableau 7.3 : Les résultats de participations massiques cumulés bloc (B).....	74
Tableau 7.4 : Efforts tranchants sismiques bloc (A).....	75
Tableau 7.5: Efforts tranchants sismiques bloc (B).....	75
Tableau 7.6 : Résultantes des forces sismiques à la base bloc (A).....	77
Tableau 7.7 : Résultantes des forces sismiques à la base bloc (B).....	77
Tableau 7.8 : Vérification de l'excentricité de la structure bloc (A).....	78
Tableau 7.9 : Vérification de l'excentricité de la structure bloc (B).....	79
Tableau 7.10 : Vérification des déplacements du bloc (A).....	80
Tableau 7.11 : Vérification des déplacements du bloc (B).....	80

CHAPITRE 8 : VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS

Tableau 8.1 : Différents combinaisons d'action sur la poutre principale la plus sollicitée...82	82
Tableau 8.2 : Différents combinaisons d'action sur le poteau le plus sollicitée (bloc B)....87	87
Tableau8.3 : caractéristiques du poteau HEM400.....	87
Tableau8.4 : caractéristiques du poteau HEM500.....	88
Tableau8.5 : sections poteaux après vérification.....	89
Tableau 8.6 : Les efforts internes max dans les barres de contreventement les plus sollicité..89	89
Tableau8.7 : caractéristiques des profilés 2UPN200.....	90

CHAPITRE 9 : ETUDES DES ASSEMBLAGES

Tableau 9.1 : Caractéristiques des boulons.....	94
Tableau 9.2: Résumé pour le positionnement des trous des boulons.....	95
Tableau 9.3 : Catégories d'assemblages boulonnées.....	96

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau 10.1 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	112
Tableau 10.2 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	112
Tableau 10.3 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	113
Tableau 10.4 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	113
Tableau 10.5: Calcul des efforts à L'ELU.....	114
Tableau 10.6: calcul des efforts à L'ELS.....	114
Tableau 10.7 : Résultats de calcul du ferrailage bloc A.....	116
Tableau 10.8 : Ferrailage du débord à L'ELU.....	117

Tableau 10.9 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	119
Tableau 10.10 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	119
Tableau 10.11: Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	120
Tableau 10.12 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m	120
Tableau 10.13: Calcul des efforts à L'ELU.....	120
Tableau 10.14: calcul des efforts à L'ELS.....	121
Tableau 10.15 : Résultats de calcul du ferrailage bloc B.....	123
Tableau 10.16 : Ferrailage du débord à L'ELU.....	123

Liste des figures :

CHAPITRE 1 : GENERALITES

Figure 1.1: vue sur la disposition des nervures

CHAPITRE 2 : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Figure 2.1 : Détail géométrique de la tôle.

Figure 2.2 : Vue en coupe + détail géométrique de l'embossage.

Figure 2.3 : Goujon à tête.

Figure 2.4: Système de contreventement vertical Croix de St ANDRE

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES ACTIONS

Figure 3.1: Plancher terrasse

Figure 3.2: Plancher étage courant

Figure 3.3: Direction du vent

Figure 3.4: Répartition de la pression dynamique

Figure 3.5: Zone pour les parois verticale direction V1 et V2

Figure 3.6: Zone pour les parois verticale direction V3 et V4

Figure 3.7: Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V1 et V2 du vent.

Figure 3.8: Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V3 et V4 du vent.

CHAPITRE 4: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 4.1: les composantes d'un escalier 26

Figure 4.2: Schéma statique d'un limon 26

Figure 4.3: Disposition et dimensions des éléments des escaliers 27

Figure 4.4: schéma statique d'un limon équivalent 28

Figure 4.5: schéma statique d'une poutre palière 30

Figure 4.6: Schéma statique d'un limon 31

Figure 4.7: Disposition et dimensions des éléments des escaliers 32

Figure 4.8: schéma statique d'un limon équivalent 33

Figure 4.9: schéma statique d'un limon équivalent 37

Figure 4.10: Acrotère 39

CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

Figure 7.1: Spectre d'accélération sismique

Figure 7.2 : Vue en 3 dimensions des deux blocs

Figure 7.3 : Disposition des contreventements du bloc A

Figure 7.4 : Disposition des contreventements du bloc B

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure 10.1: Schéma du radier général

Figure 10.2: Poussée des terres sur le débord

Figure 10.3: Schéma du radier général

Figure 10.4: poussée des terres sur le débord

Figure 10.5 : Schémas du ferrailage du bloc A (sens-x)

Figure 10.6 : Schémas du ferrailage du bloc B (sens-x)

INTRODUCTION :

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage commercial et administratif en charpente métallique utilisant le règlement algérien intitulé « CM97: règles de calcul des constructions en acier ».

Les ossatures métalliques plus courantes dans le domaine industriel se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays gros producteurs d'acier, à utiliser en très grande quantité ce matériau.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master en génie civil.

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, l'ouvrage en question est un bâtiment en (R+8) + 2 sous sols + 4 entres sols, La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

CHAPITRE 1 : GENERALITES

1.1. Présentation du projet :

Le projet intitulé "étude d'un bâtiment à usage commercial et administratif " qui contient deux blocs de forme irrégulière, le 1er est un (R+8) et le 2ème un (r+2s/sol +4entre sol), implanté en zone sismique **III** est une structure en charpente métallique.

Il s'agit d'un nouveau siège de Falcon Motors à Ouled Fayet (Alger).

1.2. Description de l'ouvrage :

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur de RDC :.....4.50 m.
- ✓ Hauteur d'étage courant :.....4.50 m.
- ✓ Hauteur du bâtiment :.....46.00 m.

Dimension en plan :

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimension :

- ✓ Longueur totale.....78.00 m.
- ✓ Largeur totale.....56.90 m.

Dimension des sous-sols

- ✓ Hauteurs des s/sol3.50 m.
- ✓ Hauteurs des entre sol4.50 m.
- ✓ Hauteur total des sous-sols 23.00m.

1.3. Données concernant le site:

Le site choisi pour la réalisation du nouveau siège de Falcon Motors est un ancien site qui abritait des constructions avec 5 à 7 mètres de dénivelée.

La contrainte admissible à adopter pour l'ouvrage avec 2s/sol sans risque de tassement ou de rupture :

La partie haute $\sigma_{sol} = 3\text{bar}$ avec un ancrage à partir de -16,00m par rapport au niveau du terrain naturel actuel dans le substratum marneux.

La partie haute $\sigma_{sol} = 2,4\text{bar}$ avec un ancrage à partir de -8,00m par rapport au niveau du terrain naturel actuel dans le substratum marneux.

1.4. Règlements utilises :

- CCM97: Règles de calcul des constructions en acier ;
- DTR C2.2: Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation ;
- RPA99: Règles parasismiques algériennes version 2003 ;
- BAEL91: Béton armé aux états limite ;
- RNVA: Règles définissant les effets de la neige et du vent ;
- EUROCODE 4 : Calcul des structures mixtes.

1.5. Matériaux utilisés :

1.5.1. L'acier de construction :

STRUCTURES PRIMAIRES (profilés, tôles, tiges d'ancrage)	STRUCTURES SECONDAIRES (escalier, tôles ondulées)
Type : FeE355	Type : FeE235
$f_y = 355\text{MPa}$	$f_y = 235\text{MPa}$
$f_u = 510\text{MPa}$	$f_u = 360\text{MPa}$

Tableau 1.1 : Type d'acier

Module d'élasticité longitudinal $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ daN/mm}^2$;

Module de cisaillement $G = 8,1 \cdot 10^3 \text{ daN/mm}^2$;

Poids volumiques $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$;

Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$;

Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$.

1.5.2. Tôle nervurée :

Le laminage à froid est généralement réservé aux produits plats (tôles d'acier).

On a choisi une tôle de 0.88mm d'épaisseur repose sur 4 appuis avec un plancher de 12cm d'épaisseur.

Epaisseur de la tôle		section	poids	Position Fibre neutre		Moment D'inertie	Module de résistance	
Galvanisée	Nue	AP	MP	V_i	V_s	I_p	I_p / V_i	I_p / V_s
mm	mm	cm^2	daN/m^2	mm	mm	cm^4	cm^3	cm^3
0.88	0.84	12.55	20	34.8	25.2	67.75	19.45	26.92

Tableau 1.2 : Caractéristique de la tôle

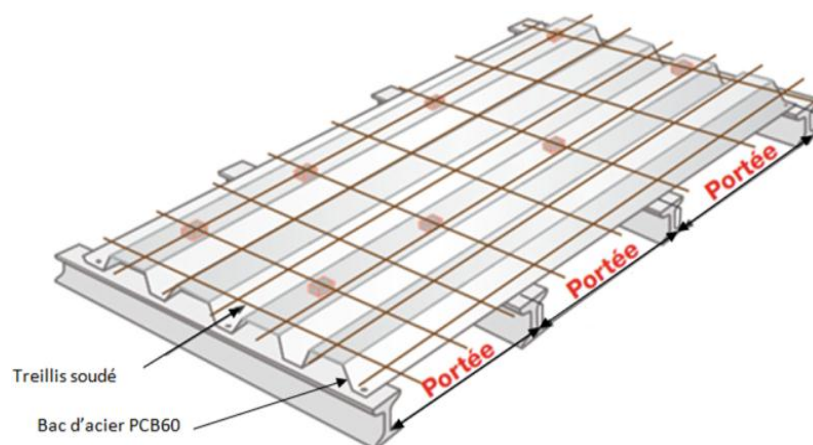


Figure 1.1: vue sur la disposition des nervures

1.5.3. Elaboration d'assemblage:

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance type **HR** .
- Electrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées.

Puisque le site est en zone sismique, seuls les assemblages rigides sont autorisés (Voir **RPA 8.1.1**).

Les boulons **HR** comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

1.5.4. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), On utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

La résistance à la compression du béton est de l'ordre de **20 à 40 Mpa** par contre sa résistance à la traction est de l'ordre de **2 à 4 Mpa**.

Le béton armé c'est l'association de béton avec l'acier pour augmenter sa résistance à la traction (la résistance de béton à la traction est très faible) ; l'acier est d'une résistance à la traction de l'ordre de **200 à 500 Mpa** (à savoir sa nuance).

L'utilisation du béton dans notre structure est pour la réalisation des fondations (sous-sol et entresol) et de plancher ...etc.

Pour la réalisation de l'infrastructure et des planchers, le type de ciment utilisé est le **CPA** caractérisé par le dosage de **350Kg /m³** dont les autres caractéristiques sont les suivants :

- Poids volumique : $\rho=2500\text{kg/mm}^2$;
- Résistance caractéristique à la compression $f_{c28}=2.5\text{kg/mm}^2$;
- Résistance caractéristique à la traction $f_{t28}=0.21\text{ kg/mm}^2$.

Remarque :

Dans notre projet on a un mur de soutènement indépendant de la structure qu'on n'a pas fait l'étude à cause de sa complexité.

CHAPITRE 2 : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

2.1. Introduction :

On peut distinguer trois phases dans l'existence d'un projet d'une charpente métallique :

- ✓ L'étude du projet.
- ✓ La fabrication et le montage.
- ✓ L'utilisation future du bâtiment.

2.2. Conception structurale :

On a deux types de structure :

2.2.1. Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

1.2.1.1. Plancher courant :

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à bacs collaborant dont la composition est illustrée sur la figure 2.1.

Les bacs aciers sont de type PCB60 (c'est une plaque métallique permettant la réalisation d'une dalle béton en toute simplicité).

L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15cm.

Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

La collaboration repose sur la liaison entre la tôle et le béton, assurée par les embossages empêchant le glissement relatif entre les deux matériaux.

Tout type de revêtement peut être posé sur la face supérieure en béton.

Les avantages de ce système constructif sont réels :

- produit manu portable.
- Rapidité de pose.
- Facilité d'ajustage aux dimensions du plancher et des éléments traversant grâce à une fabrication à longueur et une simplicité de découpe.
- après la pose du PCB60 et avant le coulage, on obtient un plancher temporaire qui apporte une sécurité de circulation en phase de construction des bâtiments.
- les plaques métalliques, une fois fixées apportent une étanchéité en phase coulage au regard de la laitance du béton.
- Faible consommation de béton, pour des performances équivalentes à un plancher standard
- avantages du béton armé : robustesse, confort de circulation, réception de tout revêtement de sol ou d'étanchéité, passages de gaines, facilité d'accrochage des plafonds, écran acoustiques, résistance au feu, ...

Détail de la solution :

Tôle de 0,88 mm d'épaisseur ;

Hauteur Totale du plancher : 12 cm ;
 Poids nominal de la dalle finie : 220 dan/m² ;
 Ferrailage : Treillis soudé é Type TS15 sur Toute la surface ;
 Enrobage : 2 cm par rapport à la surface ;
 Largeur d'application : 0,9 m de part et d'autre de l'appui central ;
 Étayage : pas d'étayage.

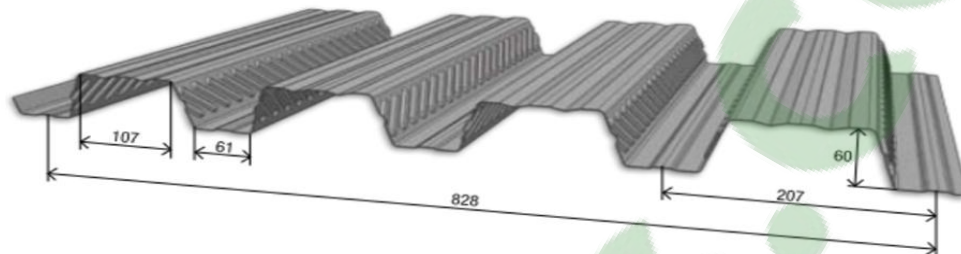


Figure 2.1 : Détail géométrique de la tôle.

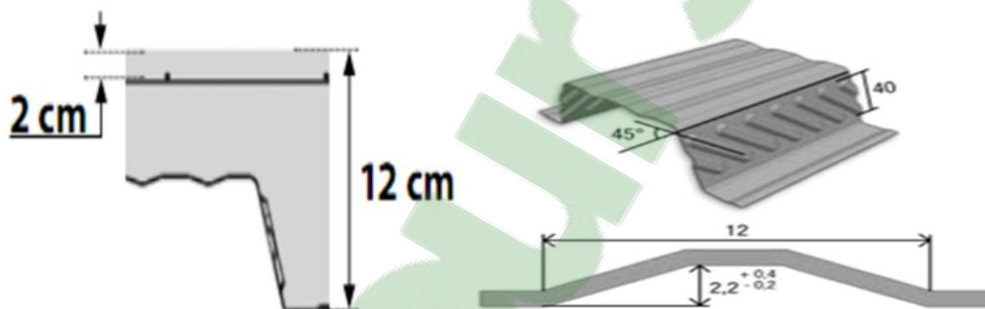


Figure 2.2 : Vue en coupe + détail géométrique de l'embossage.

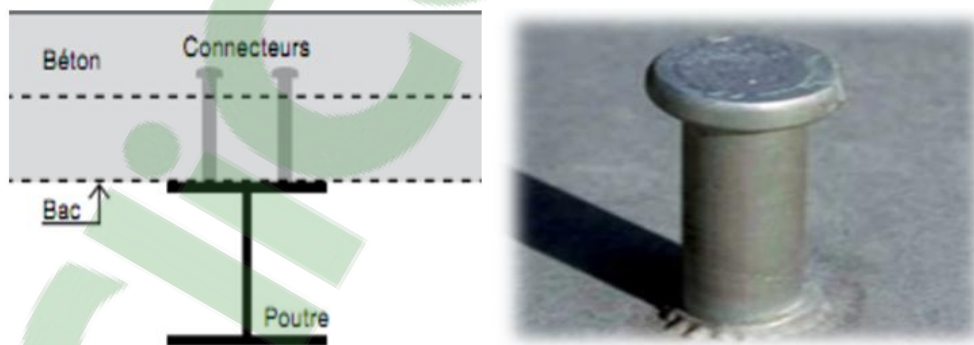


Figure 2.3 : Goujon à tête.

1.2.1.2. Plancher terrasse :

Pour le plancher terrasse on a choisi une couverture comprenant :

- Bacs acier ;
- Isolant ;

- Étanchéité (multicouche) elle est considérée comme non accessible et sera calculée pour supporter :
 - Le poids propre.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les charges d'entretien (selon DTR BC 2.2).

2.2.2. Structure verticales :

Systèmes de stabilités :

Les palées de stabilité en (x) dans le sens transversal et palées en (x) dans le sens longitudinal, elles assurent la liaison des poteaux et reprennent les efforts dus aux séismes et au vent en les transmettant aux fondations.

Le choix des contreventements se fait en fonction des spécifiés du bâtiment :

- Fenêtres.
- Charges sismiques importante.
- Hauteur élevée du bâtiment.

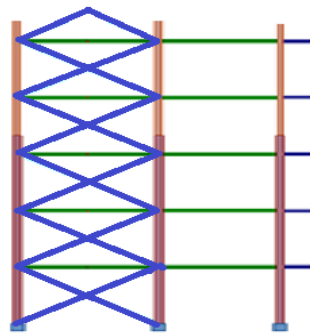


Figure 2.4: Système de contreventement vertical Croix de St ANDRE

2.3. Conception parasismique :

D'après la conception parasismique et les règles énoncées dans le RPA, la structure répond à une bonne conception parasismique vu qu'elle présente certaines caractéristiques telles que les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation de l'énergie sismique.

2.4. Conception des escaliers :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métalliques les marches en tôle, revêtues avec du béton et carrelage.

Pour chaque étage les escaliers se composent de deux volets de marches portées par un limon.

CHAPITRE 3 : EVALUATION DES ACTIONS

3.1. Introduction :

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- ❖ Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs) ;
- ❖ Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations) ;
- ❖ Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température) ;
- ❖ Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...) ;
- ❖ Actions relatives aux risques contre le feu ;
- ❖ Actions pendant la construction.

Les actions engendrer pendant la phase de construction son :

- ✓ Le poids propre du bac PCB60.....10.18 daN/ m²
- ✓ Le poids propre du béton frais.....0.12×2500=300 daN/ m²
- ✓ La surcharge de construction (ouvrier).....100 daN/ m²

3.2. Charges permanentes :

Dans les charges permanentes, il ya essentiellement le poids propre des éléments structuraux, des cloisons, et les équipements fixes.

3.2.1 Plancher terrasse inaccessible:

Protection en gravillon roulés (5cm)	0,05×1700 = 85daN/ m ²
Etanchéité multicouches (5cm)	0,05×600 = 12daN/ m ²
Béton de pente (8cm)	0,08×2500 = 200daN/m ²
Isolation thermique au liège (bloc de liège) (4cm)	0,04×400 = 16daN/ m ²
Dalle en béton arme (12cm)	0,12×2500= 300daN/m ²
PCB60	20daN/ m ²
Faux plafond	10daN/ m ²
	G=619daN/m²

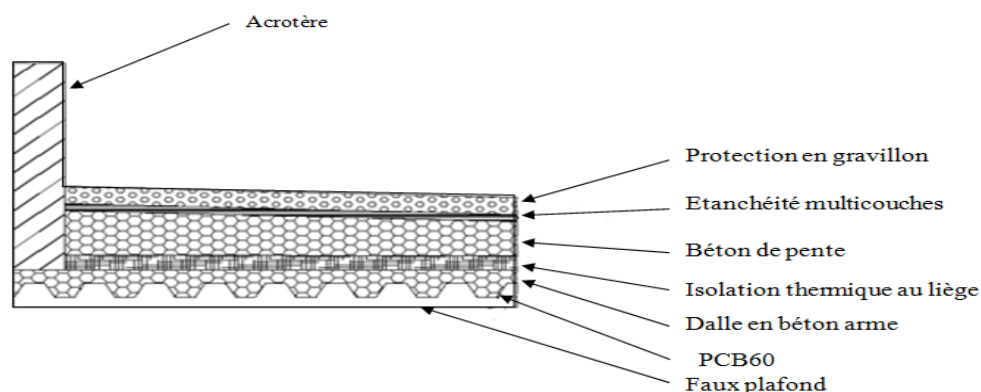


Figure 3.1: Plancher terrasse

3.2.2. Plancher étage courant :

Cloison de répartition	50daN/ m ²
Revêtement spécial (2cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40\text{daN/ m}^2$
Mortier de repos (2cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40\text{daN/ m}^2$
Dalle en béton arme (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300\text{daN/ m}^2$
PCB60	20daN/ m ²
Faux plafond	10daN/ m ²
Enduit plâtre (1cm)	$0,01 \times 10 \times 100 = 10\text{daN/ m}^2$
G=470daN/m²	

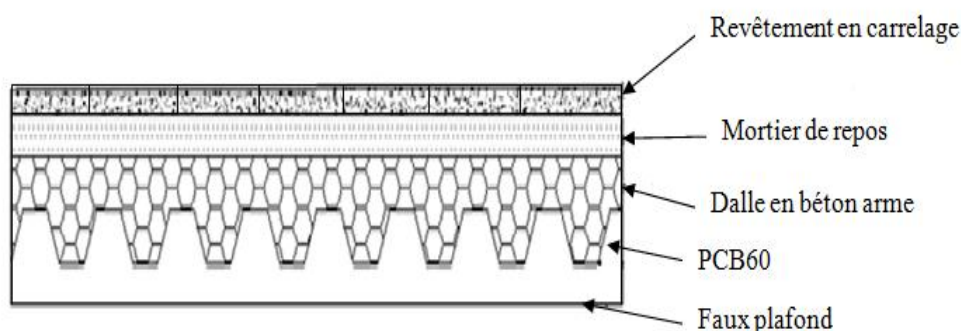


Figure 3.2: Plancher étage courant

3.2.3. Escaliers :

Volée :

Tôle striée (épaisseur 5mm)	45daN/ m ²
Mortier de repos (épaisseur 2cm)	36daN/ m ²
Revêtement carrelage (épaisseur 2cm)	40daN/ m ²
G=121daN/ m²	

Palier:

TN40	10daN/ m ²
Dalle en béton (épaisseur = 8cm)	200daN/ m ²
Mortier de repos (épaisseur = 2cm)	36daN/ m ²
Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)	40daN/ m ²
G = 286daN/ m²	

3.3. Charges d'exploitations :

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui travaillent ou fréquents l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Plancher terrasse inaccessible	100daN/m ²
Plancher étage courant	250daN/m ²
Escalier.....	250daN/m ²
Port a faux.....	350daN/m ²

3.4. Charge climatique :

3.4.1. Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNVA99).

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000mètres**. Notre structure se trouve à une altitude environ de **158m**.

3.4.2. Etude de la neige :

D'après RNV99 (page 13), la sur charge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m^2 .

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m^2 .

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

Calcul de S_k :

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNVA99, donc S_k est donné par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$H=158\text{m}$: (L'altitude du site par rapport au niveau de la mer).

Donc :

$$S_k=0,163 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Détermination de μ :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$

$\Rightarrow \mu = 0,8$ (selon le tableau 6.1)

Donc:

$$S = 0,8 \times 0,163 = 0,1304 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 13 \text{ daN/m}^2.$$

3.4.3. Etude du vent:**3.4.3.1. Introduction :**

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent qui est perpendiculaire aux parois de la construction.

3.4.3.2 .Détermination de la pression due au vent :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{Construction catégorie I}).$$

3.4.3.3. Détermination de coefficient dynamique C_d :

Vue que le cas étudier n'est pas mentionner dans le **RNVA99** ainsi que le **NV65** on est porter a adopté le modèle le plus adéquat.

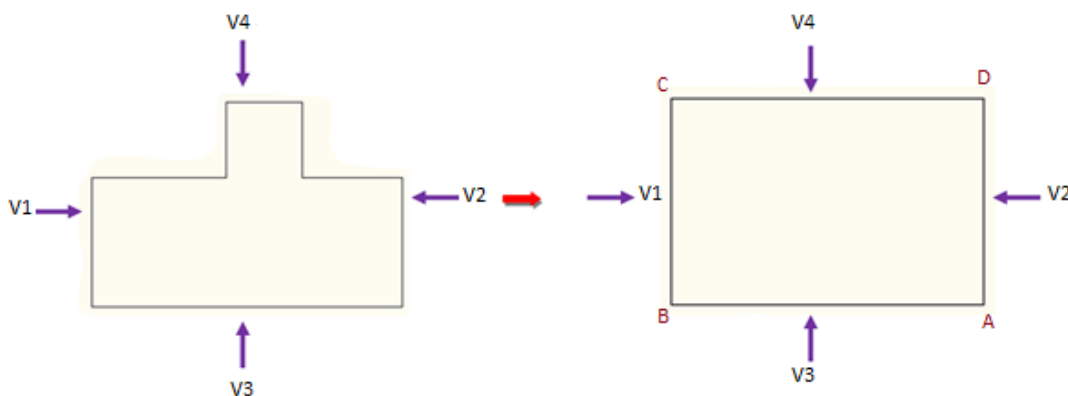


Figure 3.3: Direction du vent

La structure de bâtiment étant métallique on utilise la fig. 3.2 de DTR(NV99) donné au chapitre 3.

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

- Vent perpendiculaire au pignon (Sens V1 et V2 du vent) :**

La lecture : $h=42.5\text{m}$ et $b=56.9\text{m}$ donne $C_d = 0,91$

$h=58.5\text{m}$ et $b=56.9\text{m}$ donne $C_d = 0,92$

- Vent perpendiculaire au long pan (Sens V3 et V4 du vent) :**

La lecture : $h=49.5\text{m}$ et $b=84.7\text{m}$ donne $C_d = 0,89$

$h=58.5\text{m}$ et $b=84.7\text{m}$ donne $C_d = 0,89$

3.4.3.4 Détermination de la pression nette $W(z_j)$:

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Avec :

$q_{dyn}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur relative à l'élément de surface j.

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

C_{pe} : Le coefficient de la pression extérieur.

C_{pi} : Le coefficient de la pression intérieur.

a-Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La structure est de hauteur total $> 10m$ il y a lieu de considéré ce bâtiment comme étant constituer de 5 éléments de surface de hauteurs égales à la hauteur d'étage soit 4.5m.

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad [\text{Structure permanente}]$$

$$q_{ref} = 375 N / m^2 \quad [\text{Le bâtiment est implanté à Alger (Zone I du vent)}]$$

z_j : La distance vertical mesurée a partir du niveau de sol au centre de l'élément j de surface est vertical ou la hauteur total de la construction si cet élément de surface j fait partie la toiture.

➤ Calcul de coefficient d'exposition $C_e(z_j)$:

Le bâtiment en structure métallique est peut sensible aux excitations dynamique dans les deux directions du vent le coefficient d'exposition $C_e(z_j)$ sera donc calculée a l'aide de du la formule suivant :

$$C_e(Z) = C_t(Z_J)^2 \times C_r(Z_J)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times Kt}{C_t(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

$C_t(z_j)$: Coefficient de topographie.

$C_r(z_j)$: Coefficient de rugosité.

➤ Coefficient de topographie : $C_t(z_j) = 1$ (site plat).

➤ Coefficient de rugosité : On se réfère au paragraphe 4.2 du chapitre 2.

Le coefficient de rugosité est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad z_{\min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad z < z_{\min}$$

Où on désigne par :

k_T : est le facteur de terrain.

z_0 (En m) : est le paramètre de rugosité.

$z_{\min}$ (En m): est la hauteur minimale.

z (En m) : est la hauteur considérée.

Ces paramètres sont donnés en fonction de la catégorie de terrain dans le tableau 2.4 de DTR(NV99).

Le bâtiment est implanté à Alger sur un site plat en zones urbaines.

Le terrain alors est de catégorie IV. Les valeurs de ses paramètres sont données dans le tableau suivant :

Catégorie de terrain	k_T	z_0 (m)	$z_{\min}$ (m)	ε
IV (zones urbaines)	0,24	1	16	0,46

Tableau 3.1 : Catégorie de terrain

L'ensemble des résultats de $C_r(z)$, $C_e(z)$ et $q_{dyn}(z)$ sont donnés dans les tableaux suivant :

Niveau	Z_i	Z_0	K_t	$C_t(z)$	$C_r(Z)$	$C_e(Z)$	Q (daN/m ²)
1e entre sol	2,25	1	0,24	1	0,66542	1,56069	58,52600
2e entre sol	6,75	1	0,24	1	0,66542	1,56069	58,52600
3e entre sol	11,25	1	0,24	1	0,66542	1,56069	58,52600
4e entre sol	15,75	1	0,24	1	0,66542	1,56069	58,52600
RDC	20,25	1	0,24	1	0,72196	1,73411	65,02913
1e étage	24,75	1	0,24	1	0,77012	1,88688	70,75801
2e étage	29,25	1	0,24	1	0,81021	2,01760	75,65988
3e étage	33,75	1	0,24	1	0,84456	2,13213	79,95475
4e étage	38,25	1	0,24	1	0,87459	2,23423	83,78378
5e étage	42,75	1	0,24	1	0,90129	2,32649	87,24323
6e étage	47,25	1	0,24	1	0,92531	2,41071	90,40180
7e étage	51,75	1	0,24	1	0,94714	2,48828	93,31035
8e étage	56,25	1	0,24	1	0,96715	2,56020	96,00763
terrasse	59,5	1	0,24	1	0,97532	2,59790	97,56879

Tableau 3.2 : les résultats des pressions dynamiques sur les parois verticales

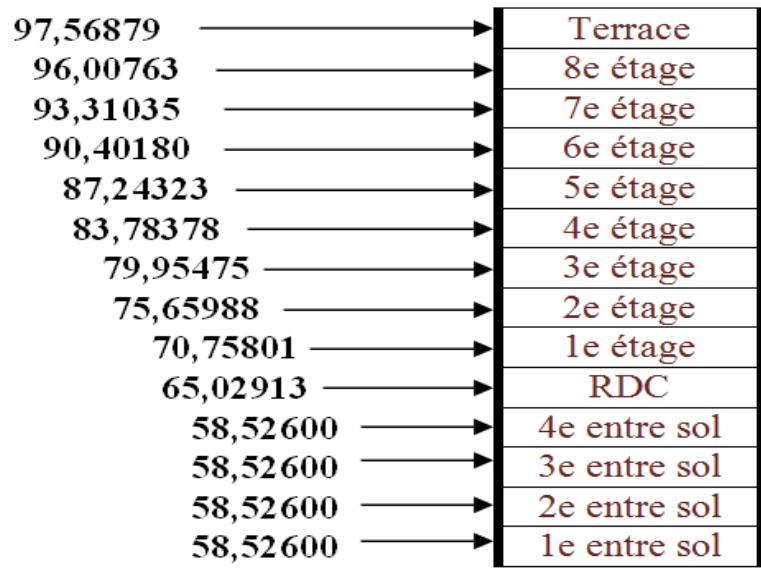


Figure 3.4: Répartition de la pression dynamique

b- Détermination des coefficients des pressions :

❖ Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le bâtiment de base rectangulaire donc le coefficient de pression extérieur dépend de la dimension de la surface chargée.

$S=56.9 \times 84.7=4819.43\text{m}^2 \Rightarrow$ La surface des parois chargée, $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

Paroi verticales :

i. sens V1 du vent (Face BC):

On se réfère au paragraphe 1.1.2 et 1.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV99), à la figure 5.1 et 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Section		56,9 * 42,5	
Site plat		Ct (z) = 1	
Coefficient dynamique		Cd =	0,91
$e = \min (b, 2h) = \min (56,9; 85) = 56,9$			
e	b	d	h
56,9	56,9	84,7	42,5
d > e donc on a A et B et C		A = e/5	11,38
		B = e-A	45,52
		C = D-e	27,8

Tableau 3.3 : donné du site

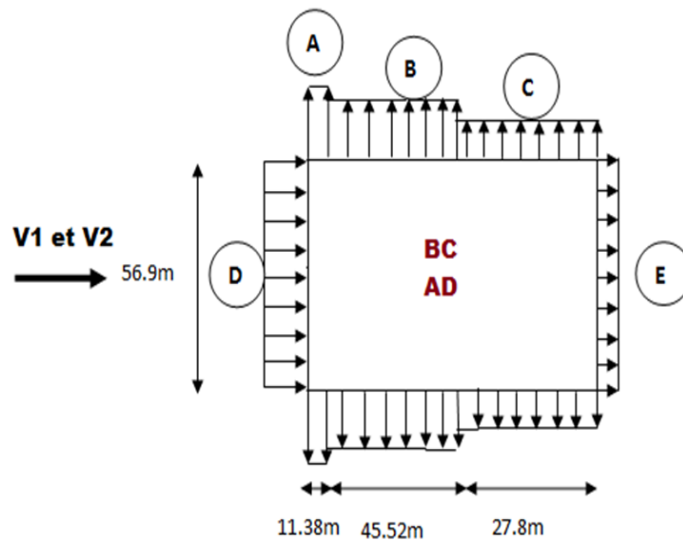


Figure 3.5: Zone pour les parois verticale direction V1 et V2

Les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portés sur le tableau suivant:

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe10}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau 3.4 : Valeur de C_{pe10}

Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

On se réfère au paragraphe 2.2.2 du chapitre 5, dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisés : $c_{pi}=0,8$ et $c_{pi}=-0,5$.

Détermination de $W(z_j)$ et $q_{dyn}(z_j)$:

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Pour $c_{pi} = -0,5$

Niveau	Zi	A	B	C	D	E
RDC	20,25	-29,58825	-17,75295	0	76,929461	11,835302
1e étage	24,75	-32,19489	-19,31694	0	83,706726	12,877958
2e étage	29,25	-34,42525	-20,65515	0	89,505638	13,770098
3e étage	33,75	-36,37941	-21,82765	0	94,586469	14,551765
4e étage	38,25	-38,12162	-22,87297	0	99,116212	15,248648
5e étage	42,75	-39,69567	-23,8174	0	103,20874	15,878268
6e étage	47,25	-41,13282	-24,67969	0	106,94533	16,453128
7e étage	51,75	-42,45621	-25,47373	0	110,38614	16,982484
8e étage	56,25	-43,68347	-26,21008	0	113,57703	17,473389

Tableau 3.5 : les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V1 » (daN/m²)

Pour $c_{pi} = 0,8$

Niveau	Zi	A	B	C	D	E
RDC	20,25	-106,51771	-94,68241	-76,92946	0	-65,09416
1e étage	24,75	-115,90162	-103,0237	-83,70673	0	-70,82877
2e étage	29,25	-123,93088	-110,1608	-89,50564	0	-75,73554
3e étage	33,75	-130,96588	-116,4141	-94,58647	0	-80,0347
4e étage	38,25	-137,23783	-121,9892	-99,11621	0	-83,86756
5e étage	42,75	-142,90441	-127,0261	-103,2087	0	-87,33047
6e étage	47,25	-148,07815	-131,625	-106,9453	0	-90,4922
7e étage	51,75	-152,84235	-135,8599	-110,3861	0	-93,40366
8e étage	56,25	-157,26050	-139,7871	-113,577	0	-96,10364

Tableau 3.6 : les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V1 » (daN/m²)

ii. Sens V2 du vent (Face AD) :

Section		56,9 * 58,5	
Site plat		Ct (z) = 1	
Coefficient dynamique		Cd =	0,92
$e = \min (b, 2h) = \min (56,9; 117) = 56,9$			
e	b	d	h
56,9	56,9	84,7	117
d > e donc on as A et B et C		A = e/5	11,38
		B = e-A	45,52
		C = D-e	27,8

Tableau 3.7 : donné du site

Pour $c_{pi} = -0,5$

Niveau	Zi	A	B	C	D	E
1e entre sol	2,25	-26,92196	-16,15318	0	69,997096	10,768784
2e entre sol	6,75	-26,92196	-16,15318	0	69,997096	10,768784
3e entre sol	11,25	-26,92196	-16,15318	0	69,997096	10,768784
4e entre sol	15,75	-26,92196	-16,15318	0	69,997096	10,768784
RDC	20,25	-29,91340	-17,94804	0	77,774839	11,96536
1e étage	24,75	-32,54868	-19,52921	0	84,62658	13,019474
2e étage	29,25	-34,80354	-20,88213	0	90,489216	13,921418
3e étage	33,75	-36,77919	-22,06751	0	95,625881	14,711674
4e étage	38,25	-38,54054	-23,12432	0	100,2054	15,416216
5e étage	42,75	-40,13189	-24,07913	0	104,3429	16,052754
6e étage	47,25	-41,58483	-24,9509	0	108,12055	16,633931
7e étage	51,75	-42,92276	-25,75366	0	111,59918	17,169104
8e étage	56,25	-44,16351	-26,49811	0	114,82513	17,665404

Tableau 3.8: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V2 » (daN/m²)

Pour $c_{pi} = 0,8$

Niveau	Zi	A	B	C	D	E
1e entre sol	2,25	-96,91906	-86,15027	-69,9971	0	-59,22831
2e entre sol	6,75	-96,91906	-86,15027	-69,9971	0	-59,22831
3e entre sol	11,25	-96,91906	-86,15027	-69,9971	0	-59,22831
4e entre sol	15,75	-96,91906	-86,15027	-69,9971	0	-59,22831
RDC	20,25	-107,68824	-95,72288	-77,77484	0	-65,80948
1e étage	24,75	-117,17526	-104,1558	-84,62658	0	-71,60711
2e étage	29,25	-125,29276	-111,3713	-90,48922	0	-76,5678
3e étage	33,75	-132,40507	-117,6934	-95,62588	0	-80,91421
4e étage	38,25	-138,74594	-123,3297	-100,2054	0	-84,78919
5e étage	42,75	-144,47479	-128,422	-104,3429	0	-88,29015
6e étage	47,25	-149,70538	-133,0714	-108,1206	0	-91,48662
7e étage	51,75	-154,52194	-137,3528	-111,5992	0	-94,43007
8e étage	56,25	-158,98864	-141,3232	-114,8251	0	-97,15972

Tableau 3.9: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V2 » (daN/m²)

iii. sens V3 du vent (face AB) :

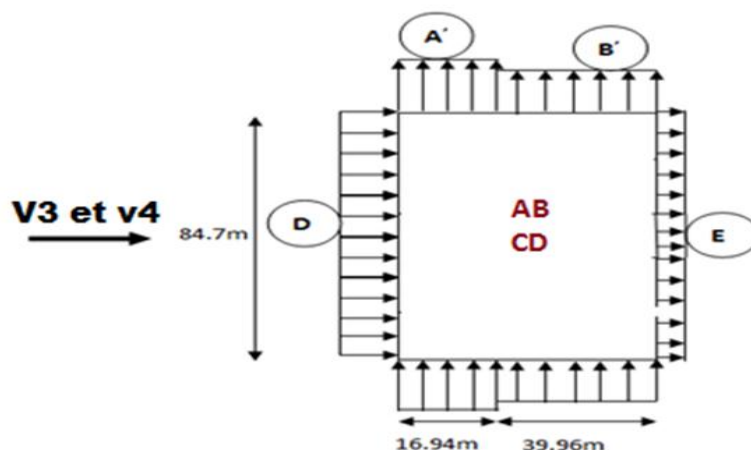


Figure3.6: Zone pour les parois verticale direction V3 et V4

Section		84,7 * 49,5	
Site plat		Ct (z) = 1	
Coefficient dynamique		Cd =	0,89
$e = \min (b, 2h) = \min (84,7; 99) = 84,7$			
e	b	d	h
84,7	84,7	56,9	49,5
d ≤ e donc on a A et B et C		A' = e/5	16,94
		B' = e-A'	39,96

Tableau 3.10 : donné du site

Les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont données dans le tableau suivant :

Pour $c_{pi} = -0,5$

Niveau	Zi	A'	B'	D	E
3e entre sol	11,25	20,83526	-15,62644	67,714582	10,417628
4e entre sol	15,75	20,83526	-15,62644	67,714582	10,417628
RDC	20,25	23,15037	-17,36278	75,238703	11,575185
1e étage	24,75	25,18985	-18,89239	81,867018	12,594926
2e étage	29,25	26,93492	-20,20119	87,538481	13,467459
3e étage	33,75	28,46389	-21,34792	92,507646	14,231946
4e étage	38,25	29,82703	-22,37027	96,937833	14,913513
5e étage	42,75	31,05859	-23,29394	100,94042	15,529295
6e étage	47,25	32,18304	-24,13728	104,59488	16,09152
7e étage	51,75	33,21848	-24,91386	107,96007	16,609242
8e étage	56,25	34,17872	-25,63404	111,08083	17,089358

Tableau 3.11: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V3 » (daN/m²)

Pour $c_{pi} = 0,8$

Niveau	Zi	A'	B'	D	E
3e entre sol	11,25	-46,87933	-83,34102	0	-57,29695
4e entre sol	15,75	-46,87933	-83,34102	0	-57,29695
RDC	20,25	-52,08833	-92,60148	0	-63,66352
1e étage	24,75	-56,67717	-100,7594	0	-69,27209
2e étage	29,25	-60,60356	-107,7397	0	-74,07102
3e étage	33,75	-64,04375	-113,8556	0	-78,2757
4e étage	38,25	-67,11081	-119,3081	0	-82,02432
5e étage	42,75	-69,88183	-124,2344	0	-85,41112
6e étage	47,25	-72,41184	-128,7322	0	-88,50336
7e étage	51,75	-74,74159	-132,8739	0	-91,35083
8e étage	56,25	-76,90211	-136,7149	0	-93,99147

Tableau 3.12: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V3 » (daN/m²)

iv. sens V4 du vent (Face CD) :

Section		84,7 * 58,5	
Site plat		Ct (z) = 1	
Coefficient dynamique		Cd =	0,89
$e = \min (b, 2h) = \min (84,7; 117) = 84,7$			
e	b	d	h
84,7	84,7	56,9	117
d ≤ e donc on a A et B et C		A' = e/5	16,94
		B' = e-A'	39,96

Tableau 3.13 : donné du site

Pour $c_{pi} = -0,5$

Niveau	Zi	A'	B'	D	E
1e entre sol	2,25	20,83526	-15,62644	67,714582	10,417628
2e entre sol	6,75	20,83526	-15,62644	67,714582	10,417628
3e entre sol	11,25	20,83526	-15,62644	67,714582	10,417628
4e entre sol	15,75	20,83526	-15,62644	67,714582	10,417628
RDC	20,25	23,15037	-17,36278	75,238703	11,575185
1e étage	24,75	25,18985	-18,89239	81,867018	12,594926
2e étage	29,25	26,93492	-20,20119	87,538481	13,467459
3e étage	33,75	28,46389	-21,34792	92,507646	14,231946
4e étage	38,25	29,82703	-22,37027	96,937833	14,913513
5e étage	42,75	31,05859	-23,29394	100,94042	15,529295
6e étage	47,25	32,18304	-24,13728	104,59488	16,09152
7e étage	51,75	33,21848	-24,91386	107,96007	16,609242
8e étage	56,25	34,17872	-25,63404	111,08083	17,089358

Tableau 3.14: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V4 » (daN/m²)

Pour $c_{pi} = 0,8$

Niveau	Zi	A'	B'	D	E
1e entre sol	2,25	-46,87933	-83,34102	0	-57,29695
2e entre sol	6,75	-46,87933	-83,34102	0	-57,29695
3e entre sol	11,25	-46,87933	-83,34102	0	-57,29695
4e entre sol	15,75	-46,87933	-83,34102	0	-57,29695
RDC	20,25	-52,08833	-92,60148	0	-63,66352
1e étage	24,75	-56,67717	-100,7594	0	-69,27209
2e étage	29,25	-60,60356	-107,7397	0	-74,07102
3e étage	33,75	-64,04375	-113,8556	0	-78,2757
4e étage	38,25	-67,11081	-119,3081	0	-82,02432
5e étage	42,75	-69,88183	-124,2344	0	-85,41112
6e étage	47,25	-72,41184	-128,7322	0	-88,50336
7e étage	51,75	-74,74159	-132,8739	0	-91,35083
8e étage	56,25	-76,90211	-136,7149	0	-93,99147

Tableau 3.15: les valeurs des forces sur les parois verticales «sous V3 » (daN/m²)

Toiture :

On se réfère au paragraphe 1.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV99), à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10} .

- La hauteur d'acrotère $h_p=1\text{m}$
- La toiture est plate.

i. Face BC et AD :

Les zones de pression sont portées sur la figure 3.7 :

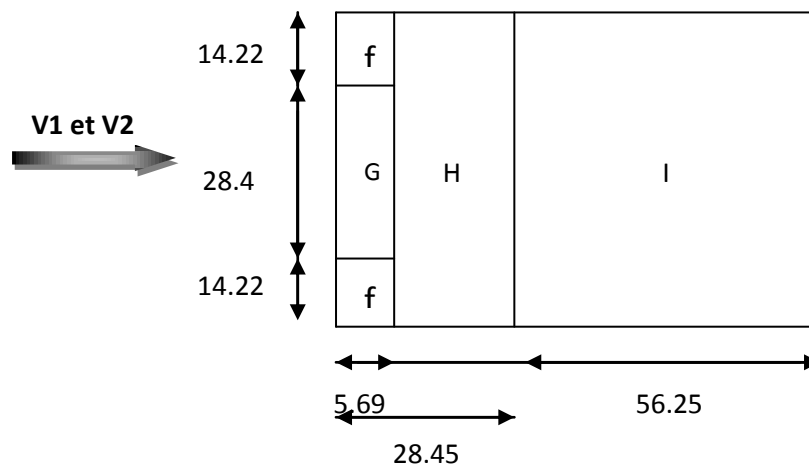


Figure 3.7: Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V1 et V2 du vent.

ii. Face AB et CD :

Les zones de pression sont portées sur la figure 3.8 :

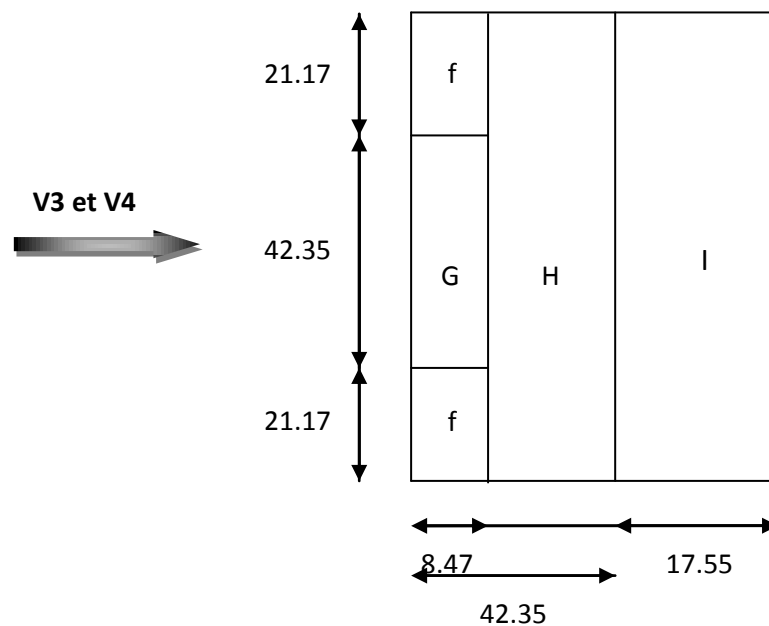


Figure 3.8: Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V3 et V4 du vent

Pour notre cas $h_p/h=1/42.5=0.023\approx 0.025$

Celons le chapitre 5 tableau 5.2 on déduit :

Zone	F	G	H	I	
C_{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	+0,2	-0,2

Tableau 3.16 : Valeur de C_{pe10}

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Face BC :

zone	Cd	q dyn	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	Qj ₁	Qj ₂
f	0.91	97.56	-1.6	-0.5	0.8	-97.6575	-213.071
G			-1.1			-53.2677	-168.681
H			-0.7			-17.7559	-133.169
I			-0.2			26.6338	-88.7796
			0.2			62.1457	-53.2677

Tableau 3.17: les valeurs des forces sur la toiture « face BC »(daN/m²)

Face AD :

zone	Cd	q dyn	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	Qj ₁	Qj ₂
f	0.92	97.56	-1.6	-0.5	0.8	-98.7307	-215.412
G			-1.1			-53.8531	-170.534
H			-0.7			-17.9510	-134.632
I			-0.2			26.9265	-89.755
			0.2			62.8286	-53.853

Tableau 3.18: les valeurs des forces sur la toiture « face AD »(daN/m²)

Face AB et CD :

zone	Cd	q dyn	Cpe	Cpi ₁	Cpi ₂	Qj ₁	Qj ₂
f	0.89	97.56	-1.6	-0.5	0.8	-95.511	-208.388
G			-1.1			-52.097	-164.973
H			-0.7			-17.365	-130.242
I			-0.2			26.048	-89.828
			0.2			60.779	-52.097

Tableau 3.19: les valeurs des forces sur la toiture « face AB et CD »(daN/m²)

3.4.3.5. Résultante des pressions agissant sur la construction :

L'ensemble des résultats est porté dans les tableaux suivants :

Sens V1 :

Zone	Niveau	S(m ²)	qj(daN/m ²)	FW (dan)	FU (dan)
D	RDC	256.05	76,929461	19695,36	0
	1e étage	256.05	83,706726	21431,38	0
	2e étage	256.05	89,505638	22916,47	0
	3e étage	256.05	94,586469	24217,20	0
	4e étage	256.05	99,116212	25377,11	0
	5e étage	256.05	103,20874	26424,36	0
	6e étage	256.05	106,94533	27381,98	0
	7e étage	256.05	110,38614	28262,79	0
	8e étage	256.05	113,57703	29079,59	0
E	RDC	256.05	-65,09416	-16666,29	0
	1e étage	256.05	-70,82877	-18133,46	0
	2e étage	256.05	-75,73554	-19390,66	0
	3e étage	256.05	-80,0347	-20491,68	0
	4e étage	256.05	-83,86756	-21472,35	0
	5e étage	256.05	-87,33047	-22360,84	0
	6e étage	256.05	-90,4922	-23169,96	0
	7e étage	256.05	-93,40366	-23915,07	0
	8e étage	256.05	-96,10364	-24606,40	0
F	Toiture	161.88	-213.071	0	-34491,93
G	Toiture	161.88	-168.681	0	-27306,08
H	Toiture	1295.5	-133.169	0	-172508,7
I	Toiture	3200.62	-88.7796	0	-284138,2
Niveau		Σ FW		Σ FU	
RDC		3361,65		-518444,91	
1e étage		3297,92			
2e étage		3525,81			
3e étage		3904,76			
4e étage		3904,76			
5e étage		4063,52			
6e étage		4212,02			
7e étage		4347,72			
8e étage		4473,19			

Tableau 3.20 : Résultante des pressions «sous V1 »

Sens V2 :

Zone	Niveau	S(m²)	qj(daN/m²)	FW (dan)	FU (dan)
D	1e entre sol	256.05	69,997096	17920,93	0
	2e entre sol	256.05	69,997096	17920,93	0
	3e entre sol	256.05	69,997096	17920,93	0
	4e entre sol	256.05	69,997096	17920,93	0
	RDC	256.05	77,774839	19913,00	0
	1e étage	256.05	84,62658	21666,95	0
	2e étage	256.05	90,489216	23167,40	0
	3e étage	256.05	95,625881	24483,50	0
	4e étage	256.05	100,2054	25656,21	0
	5e étage	256.05	104,3429	26716,25	0
	6e étage	256.05	108,12055	27684,12	0
	7e étage	256.05	111,59918	28572,61	0
	8e étage	256.05	114,82513	29399,66	0
E	1e entre sol	256.05	-59,22831	-15163,28	0
	2e entre sol	256.05	-59,22831	-15163,28	0
	3e entre sol	256.05	-59,22831	-15163,28	0
	4e entre sol	256.05	-59,22831	-15163,28	0
	RDC	256.05	-65,80948	-16848,09	0
	1e étage	256.05	-71,60711	-18333,18	0
	2e étage	256.05	-76,5678	-19603,18	0
	3e étage	256.05	-80,91421	-20717,00	0
	4e étage	256.05	-84,78919	-21707,91	0
	5e étage	256.05	-88,29015	-22606,65	0
	6e étage	256.05	-91,48662	-23423,45	0
	7e étage	256.05	-94,43007	-24178,80	0
	8e étage	256.05	-97,15972	-24875,25	0
F	Toiture	161.88	-215.412	0	-34870,57
G	Toiture	161.88	-170.534	0	-27605,39
H	Toiture	1295.5	-134.632	0	-174413,1
I	Toiture	3200.62	-89.755	0	-287255,6
Niveau		Σ FW		Σ FU	
1e entre sol		2757,65		-524144,66	
2e entre sol		2757,65			
3e entre sol		2757,65			
4e entre sol		2757,65			
RDC		3064,91			
1e étage		3333,77			
2e étage		3564,22			
3e étage		3766,5			
4e étage		3948,3			
5e étage		4109,6			
6e étage		4260,67			
7e étage		4393,81			
8e étage		4524,41			

Tableau 3.21 : Résultante des pressions «sous V2 »

Sens V3 :

Zone	Niveau	S(m ²)	qj(daN/m ²)	FW (dan)	FU (dan)
D	3e entre sol	381.15	67,714582	25807,66	0
	4e entre sol	381.15	67,714582	25807,66	0
	RDC	381.15	75,238703	28673,91	0
	1e étage	381.15	81,867018	31200,93	0
	2e étage	381.15	87,538481	33362,05	0
	3e étage	381.15	92,507646	35256,37	0
	4e étage	381.15	96,937833	36944,86	0
	5e étage	381.15	100,94042	38473,28	0
	6e étage	381.15	104,59488	39864,47	0
	7e étage	381.15	107,96007	41148,95	0
	8e étage	381.15	111,08083	42338,14	0
E	3e entre sol	381.15	-57,29695	-21836,08	0
	4e entre sol	381.15	-57,29695	-21836,08	0
	RDC	381.15	-63,66352	-24264,00	0
	1e étage	381.15	-69,27209	-26402,26	0
	2e étage	381.15	-74,07102	-28231,78	0
	3e étage	381.15	-78,2757	-29832,61	0
	4e étage	381.15	-82,02432	-31261,92	0
	5e étage	381.15	-85,41112	-32554,02	0
	6e étage	381.15	-88,50336	-33731,77	0
	7e étage	381.15	-91,35083	-34818,05	0
	8e étage	381.15	-93,99147	-95824,28	0
F	Toiture	358.70	-208.388	0	-74745,90
G	Toiture	358.70	-164.973	0	-59174,73
H	Toiture	2869.63	-130.242	0	-373740,6
I	Toiture	1486.48	-89.828	0	-133515,6
Niveau		Σ FW		Σ FU	
3e entre sol		3971,58		-641176,83	
4e entre sol		3971,58			
RDC		4409,91			
1e étage		4798,67			
2e étage		5130,27			
3e étage		5423,76			
4e étage		5682,94			
5e étage		5919,26			
6e étage		6132,7			
7e étage		6330,9			
8e étage		-53486,14			

Tableau 3.22 : Résultante des pressions «sous V3 »

Sens V4 :

Zone	Niveau	S(m ²)	qj(daN/m ²)	FW (dan)	FU (dan)
D	1e entre sol	381.15	67,714582	25807,66	0
	2e entre sol	381.15	67,714582	25807,66	0
	3e entre sol	381.15	67,714582	25807,66	0
	4e entre sol	381.15	67,714582	25807,66	0
	RDC	381.15	75,238703	28673,91	0
	1e étage	381.15	81,867018	31200,93	0
	2e étage	381.15	87,538481	33362,05	0
	3e étage	381.15	92,507646	35256,37	0
	4e étage	381.15	96,937833	36944,86	0
	5e étage	381.15	100,94042	38473,28	0
	6e étage	381.15	104,59488	39864,47	0
	7e étage	381.15	107,96007	41148,95	0
	8e étage	381.15	111,08083	42338,14	0
E	1e entre sol	381.15	-57,29695	-21836,08	0
	2e entre sol	381.15	-57,29695	-21836,08	0
	3e entre sol	381.15	-57,29695	-21836,08	0
	4e entre sol	381.15	-57,29695	-21836,08	0
	RDC	381.15	-63,66352	-24264,00	0
	1e étage	381.15	-69,27209	-26402,26	0
	2e étage	381.15	-74,07102	-28231,78	0
	3e étage	381.15	-78,2757	-29832,61	0
	4e étage	381.15	-82,02432	-31263,44	0
	5e étage	381.15	-85,41112	-32554,02	0
	6e étage	381.15	-88,50336	-33731,77	0
	7e étage	381.15	-91,35083	-34818,05	0
	8e étage	381.15	-93,99147	-35824,28	0
F	Toiture	358.70	-208.388	0	-74745,90
G	Toiture	358.70	-164.973	0	-59174,73
H	Toiture	2869.63	-130.242	0	-373740,6
I	Toiture	1486.48	-89.828	0	-133515,6
Niveau		Σ FW		Σ FU	
1e entre sol		3971,58		-641176,83	
2e entre sol		3971,58			
3e entre sol		3971,58			
4e entre sol		3971,58			
RDC		4409,91			
1e étage		4798,67			
2e étage		5130,27			
3e étage		5423,76			
4e étage		5681,42			
5e étage		5919,26			
6e étage		6132,7			
7e étage		6330,9			
8e étage		6513,86			

Tableau 3.23 : Résultante des pressions «sous V4 »

CHAPITRE 4: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

4.1. Étude des escaliers :

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h), figure 4.1.

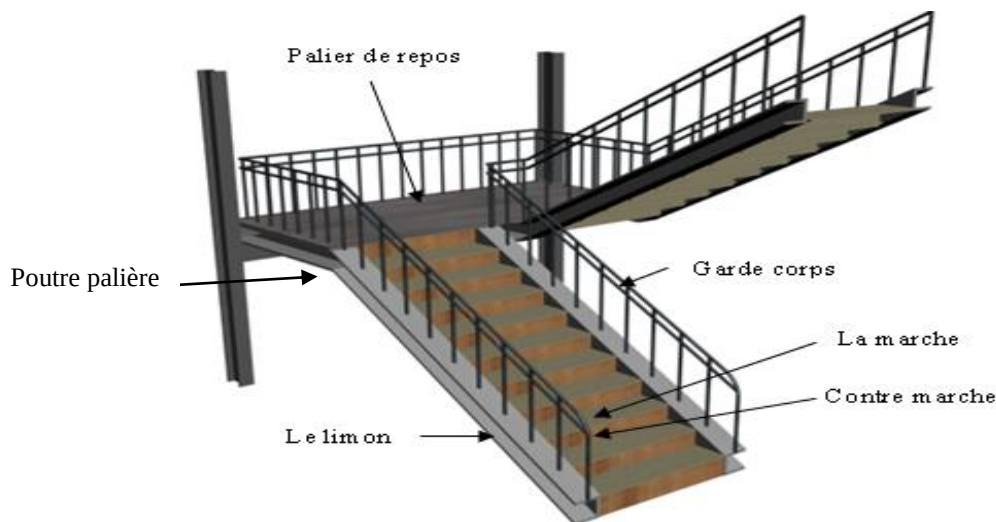


Figure 4.1: les composantes d'un escalier

4.1.1. Escaliers intérieurs type 1 :

4.1.1.1. Choix des dimensions :

Contre marche.....h=16 cm.

Largeur de la marche.....g=30 cm.

Nombre de contre marche..... $n = \frac{4,5}{0,16} = 28$ contre marche.

Nombre de marches.....m=n-1=28-1= 27 marche.

Angle d'inclinaison de la volée..... $\alpha = \arctg\left(\frac{225}{420}\right) = 28.17^\circ$

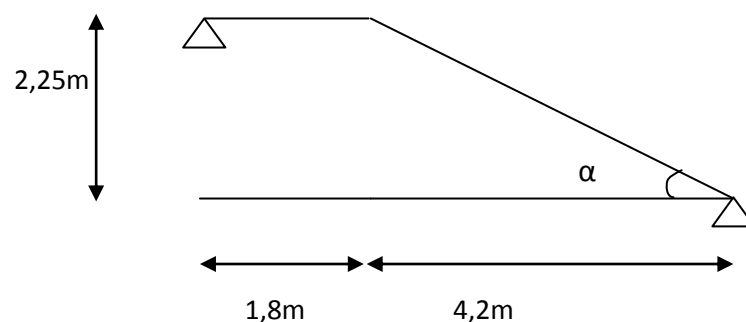


Figure 4.2: Schéma statique d'un limon

4.1.1.2. Vérification des dimensions de la marche :

On doit vérifier la relation de Blondel :

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

$$g+2.h=30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm.}$$

La figure 4.3 montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant l'escalier.

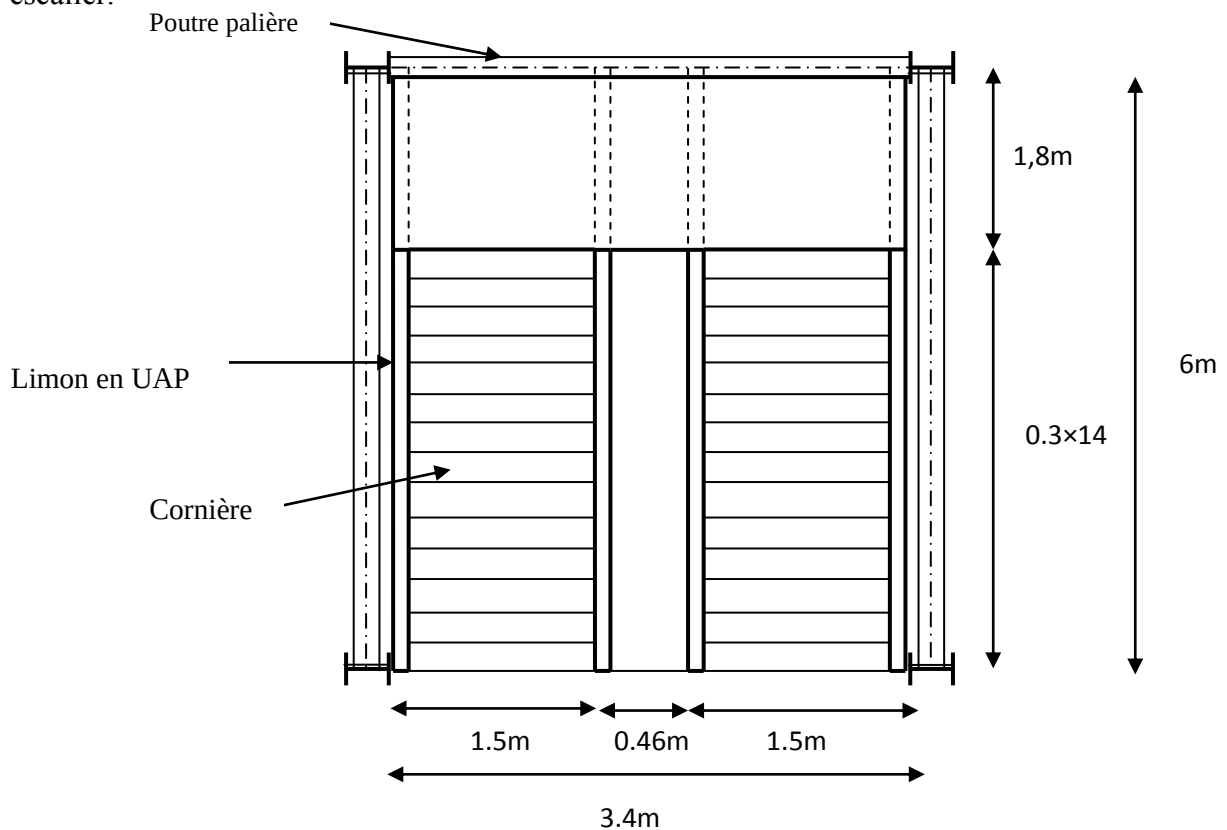


Figure 4.3: Disposition et dimensions des éléments des escaliers

4.1.1.3. Évaluation des charges sur les cornières :

- **Charges permanentes:**

- Garde-corps:.....10daN/m²

- Tôle striée d'épaisseur 5mm :.....40daN/m²

- Mortier de pose :.....40daN/m²

- Revêtements carrelage :.....40daN/m²

Charge totale : $G=(10+40+40+40) \times 0,3 = 39 \text{ daN/m}$

Charges d'exploitation : $Q = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/m}$

4.1.1.4. Dimensionnement des supports de marches :

$q_{ser} = G + Q = 114 \text{ daN/m}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times l^3 \times 250}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = \frac{5 \times 114 \times 150^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = 5,964 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 5,964 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **45 x45 x 4,5**.

La vérification :

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

$$q_u = 1,35 \times 39 + 1,5 \times 75 = 165,15 \text{ daN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{165,15 \times 1,5^2}{8} = 46,44 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

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

$$M_{PLRd} = \frac{2.20 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1.1} = 47 \text{ daN/m}$$

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

La cornière **45 x45 x 4,5** est admis de classe 1.

4.1.1.5. Dimensionnement des limons :

❖ **Volée** : $G = 130 \text{ daN/m}^2$

$$G = 130 \times 0,75 = 97,5 \text{ daN/m}$$

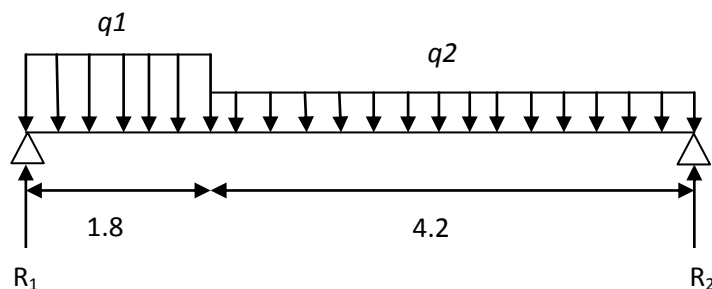


Figure 4.4: schéma statique d'un limon équivalent

❖ **Volée** : $G = 130 \text{ daN/m}^2$

Charges permanentes :

-Dalle en béton (e=8mm) :.....200daN/m²

-TN40 :.....12daN/m²

-Mortier de pose :.....40daN/m²

-Revêtements carrelage :40daN/m²

Charge totale : G=292 daN/m²

$$G_p = 292 \times 1,7 = 496,4 \text{ daN/m}$$

$$q_1 = 496,4 + (250 \times 1,7) = 921,4 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 97,5 + (250 \times 0,75) = 285 \text{ kg/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$L = 6\text{m}$$

$$q = q_1 = 921,4 \text{ kg/ml}$$

$$I_y \geq \frac{3,25 \times q \times l^3}{E}$$

$$I_y = 3080,1 \text{ cm}^4$$

On adopte le limon du profilé **UPN240**.

La vérification :

$$q_1 = 1,35 \times 496,4 + 1,5 (250 \times 1,7) = 1307,64 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 1,35 \times 97,5 + 1,5 (250 \times 0,75) = 412,87 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$q_{equi} = \frac{(q_1 L_1 + q_2 L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

$$q_{equi} = 681,31 \text{ kg/ml}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_{equi} \times l^2}{8} = \frac{681,31 \times 4^2}{8} = 1362,62 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

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

$$M_{PLRd} = \frac{300 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1.1} = 6409,09 \text{ daN/m}$$

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

Le profilé **UPN240** est admis de classe 1.

4.1.1.6. Dimensionnement des poutres palières:

La poutre palière supporte la moitié du limon et le mur de cloison.

Cloison : $180 \times 2,25 = 405 \text{ daN/m}$

La réaction des volées sur les poutres palières.... $(R_1/0,75) = (882.9/0,75) = 1177,2 \text{ daN/m}$

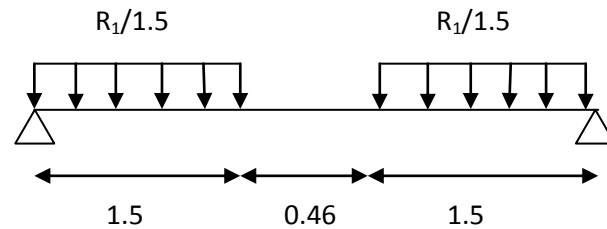


Figure 4.5: schéma statique d'une poutre palière

$$Q = 250 \times 2 = 500 \text{ daN/m}$$

$$q_t = 2082,2 \text{ daN/m}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$L = 5,30 \text{ m}$$

$$q_t = 2082,2 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{ser} \times l^3 \times 250}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = \frac{5 \times 2082,2 \times 530^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2} =$$

$$I_y \geq 4805,17 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 4805,17 \text{ cm}^4$$

On adopte pour la poutre palière **HEA220**.

La vérification :

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

$$q_u = 1,35 \times 1582,2 + 1,5 \times 500 = 2885,97 \text{ daN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2885,97 \times 5,3^2}{8} = 10133,62 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

$$M_{PLRd} = \frac{w_y \times f_y}{1,1} \dots \dots \dots (CCM97 .5.4.5.1)$$

$$M_{PLRd} = \frac{568,5 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1,1} = 12145,22 \text{ daN/m}$$

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

Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{sd}=7647,82\text{daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} = A_V \frac{F_y/\sqrt{3}}{1,1} \dots\dots\dots(\text{CCM97 p 5.4.6})$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement.

$$A_V = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r) \times t_f = 2063\text{mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = 2063 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 254,45\text{kn}$$

$$V_{sd} = 76,47\text{kn} < V_{PL,Rd} = 254.45\text{kn}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée

Le profilé **HEA220** est admis de classe 1.

4.1.2. Escaliers intérieurs type 2 :

4.1.2.1. Choix des dimensions :

Contre marche..... $h=18,75\text{ cm}$.

Largeur de la marche..... $g=28\text{ cm}$.

Nombre de contre marche..... $n = \frac{4,5}{0,1857} = 24$ contre marche.

Nombre de marches..... $m = n - 1 = 24 - 1 = 23$ marche.

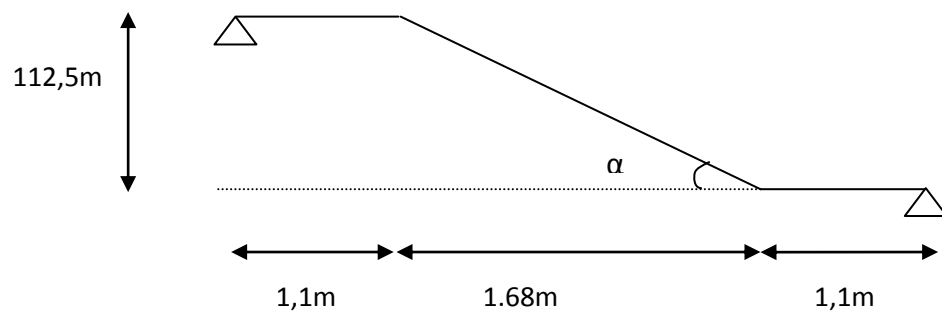


Figure 4.6: Schéma statique d'un limon

Angle d'inclinaison de la volée..... $\alpha = \arctan\left(\frac{112,5}{168}\right) = 33,80^\circ$

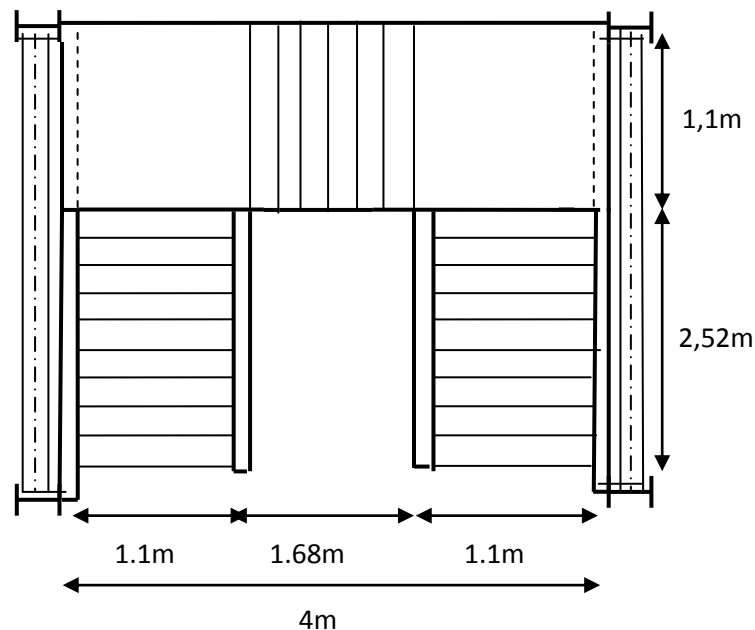


Figure 4.7: Disposition et dimensions des éléments des escaliers

On doit vérifier la relation de Blondel :

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

$$g + 2 \cdot h = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm.}$$

4.1.2.2. Évaluation des charges sur les cornières :

• Charges permanentes:

- Garde-corps: 10 daN/m^2
- Tôle striée d'épaisseur 5mm : 40 daN/m^2
- Mortier de pose : 40 daN/m^2
- Revêtements carrelage : 40 daN/m^2

$$\text{Charge totale : } G = (10 + 40 + 40 + 40) \times 0,28 = 36,4 \text{ daN/m}$$

• Charges d'exploitation:

$$Q = 250 \times 0,28 = 70 \text{ daN/m.}$$

4.1.2.3. Dimensionnement des supports de marches :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 106,4 \text{ daN/m} \dots\dots\dots (\text{Combinaison à l'ELS})$$

$$I \geq \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^3 \times 250}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = \frac{5 \times 106,4 \times 110^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = 2,195 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 2,195 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière 35 x35 x 4.

La vérification :

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

$$q_u = 1,35 \times 36,4 + 1,5 \times 70 = 154,14 \text{ daN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{154,14 \times 1,1^2}{8} = 23,31 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

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

$$M_{PLRd} = \frac{1,18 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1.1} = 25,2 \text{ daN/m}$$

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

La cornière 35 x35 x 4 est admise de classe 1.

4.1.2.4. Dimensionnement des limons :

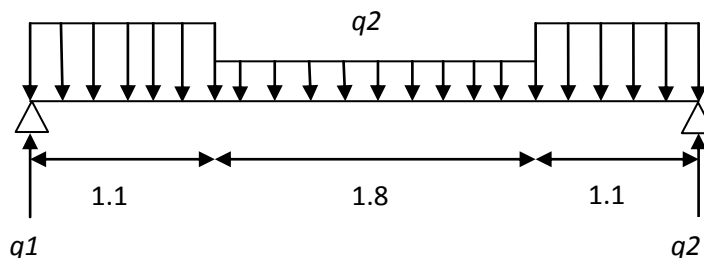


Figure 4.8: schéma statique d'un limon équivalent

❖ Volée : $G = 130 \text{ daN/m}^2$

$$G = 130 \times 0,55 = 71,5 \text{ daN/m}$$

❖ Palier :

Charges permanentes :

- Dalle en béton ($e = 8 \text{ mm}$) : 200 daN/m^2

- TN40 : 12 daN/m^2

- Mortier de pose : 40 daN/m^2

- Revêtements carrelage : 40 daN/m^2

$$\text{Charge totale : } G = 292 \text{ daN/m}^2$$

$$G_p = 292 \times 2 = 584 \text{ daN/m}$$

$$q_1 = 584 + (250 \times 2) = 1084 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 71,5 + (250 \times 0,55) = 209 \text{ kg/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$q = q_1 = 1084 \text{ kg/ml}$$

$$I_y \geq \frac{3,25 \times q \times l^3}{E} \quad I_y = 1073,67 \text{ cm}^4$$

On adopte le limon du profilé **UPN180**.

La vérification :

$$q_1 = 1,35 \times 584 + 1,5 (250 \times 2) = 1538,4 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 1,35 \times 71,5 + 1,5 (250 \times 0,55) = 302,77 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$q_{\text{equi}} = 982,36 \text{ kg/ml}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_{\text{equi}} \times l^2}{8} = \frac{982,36 \times 4^2}{8} = 1964,72 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

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

$$M_{PLRd} = \frac{150 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1.1} = 3204,54 \text{ daN/m}$$

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

Le profilé **UPN180** est admis de classe 1.

4.1.2.5. Dimensionnement des poutres palières:

La poutre palière supporte la moitié du limon et le mur de cloison.

$$\text{Cloison : } \dots \dots \dots 180 \times 2,25 = 405 \text{ daN/m}$$

$$\text{La réaction des volées sur les poutres palières. } \dots (R_1/0,55) = (514/0,55) = 934,54 \text{ daN/m}$$

$$Q = 250 \times 2 = 500 \text{ daN/m}$$

$$q_t = 1839,54 \text{ daN/m}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$q_t = 1839,54 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{ser} \times l^3 \times 250}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = \frac{5 \times 1839,5 \times 400^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = 1824,94 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1824,94 \text{ cm}^4$$

On adopte pour la poutre palière **HEA180**.

La vérification :

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

$$q_u = 1,35 \times 1339,54 + 1,5 \times 500 = 2558,37 \text{ daN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2558,37 \times 4^2}{8} = 5116,75 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

$$M_{PLRd} = \frac{w_y \times f_y}{1,1} \dots \dots \dots (CCM97 .5.4.5.1)$$

$$M_{PLRd} = \frac{324,9 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1,1} = 6941,04 \text{ daN/m}$$

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

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 5116,74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} = A_v \frac{F_y / \sqrt{3}}{1,1} \dots \dots \dots (CCM97 \text{ p } 5.4.6)$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f = 1452 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = 1452 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 179,09 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 51,16 \text{ kn} < V_{PL,Rd} = 179,09 \text{ kn}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée.

Le profilé **HEA180** est admis de classe 1.

4.1.3. 3eme type d'escalier (mezzanine) :

4.1.3.1. Choix des dimensions :

$$\text{Contre marche} \dots \dots \dots h = 18 \text{ cm.}$$

$$\text{Largeur de la marche} \dots \dots \dots g = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Nombre de contre marche} \dots \dots \dots n = \frac{4,5}{0,18} = 25 \text{ contre marche.}$$

$$\text{Nombre de marches} \dots \dots \dots m = n - 1 = 25 - 1 = 24 \text{ marche.}$$

On doit vérifier la relation de Blondel :

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

$$g+2.h=30 + 2 \times 18 = 66 \text{ cm.} \quad \text{C'est vérifier.}$$

4.1.3.2. Évaluation des charges sur les cornières :

- Charges permanentes :

- Garde-corps:.....10daN/m²

- Tôle striée d'épaisseur 5mm :.....40daN/m²

- Mortier de pose :.....40daN/m²

- Revêtements carrelage :.....40daN/m²

$$\text{Charge totale : } G=(10+40+40+40) \times 0,3 = 39 \text{ daN/m}$$

- Charges d'exploitation:

$$Q=250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/m.}$$

4.1.3.3. Dimensionnement des supports de marches :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 114 \text{ daN/m.} \dots\dots\dots (\text{Combinaison à l'ELS})$$

$$I \geq \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^3 \times 250}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = \frac{5 \times 114 \times 150^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = 5,964 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 5,964 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **45 x45 x 4,5**.

La vérification :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 39 + 1,5 \times 75 = 165,15 \text{ daN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{165,15 \times 1,5^2}{8} = 46,44 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

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

$$M_{\text{PLRd}} = \frac{2,20 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1.1} = 47 \text{ daN/m}$$

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

La cornière **45x45 x 4,5** est admis de classe 1.

4.1.3.4. Dimensionnement des limons :

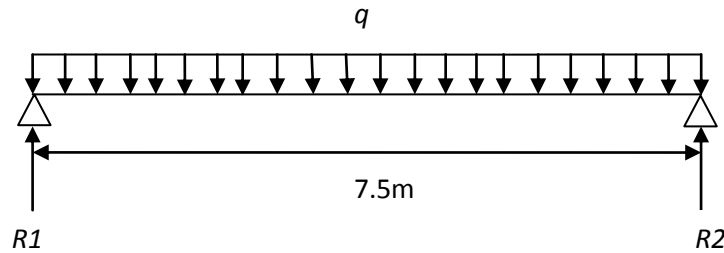


Figure 4.9: schéma statique d'un limon équivalent

❖ **Volée** : $G=130\text{daN/m}^2$

$$G=130 \times 0,75 = 97,5 \text{ daN/m}$$

❖ **Palier** :

Charges permanentes (étage courant) :

$$\text{Charge totale} : G=530 \text{ daN/m}^2$$

$$G_p=530 \times (2,5/2) = 662,5 \text{ daN/m}$$

$$q=662,5 + (250 \times 1,25) = 975 \text{ kg/ml}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$L=7,5\text{m}$$

$$q=975\text{kg/ml}$$

$$I_y \geq \frac{3,25 \times q \times l^3}{E}$$

$$I_y=6365,75 \text{ cm}^4$$

On adopte le limon du profilé **UPN320**.

La vérification :

$$q=1,35 \times 662,5 + 1,5 (250 \times 2) = 1644,37 \text{ kg/ml}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1644,37 \times 7,5^2}{8} = 11562,01 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

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

$$M_{PLRd} = \frac{679 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1.1} = 14505,90 \text{ daN/m}$$

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

Le profilé **UPN320** est admis de classe 1.

4.1.3.5. Dimensionnement des poutres palières:

Dans ce cas les poutrelles jouent le rôle de la poutre palière.

La poutre palière supporte la moitié du limon.

La réaction des volées sur les poutres palières.... $(R_1/0,75)=(456/0,75)=608 \text{ daN/m}$

$$Q=250 \times 2=500 \text{ daN/m}$$

$$q_t=1108 \text{ daN/m}$$

On vérifie selon le critère de déformation que :

$$\frac{5qL^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$L=6\text{m} \quad q_t=1108\text{daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{ser} \times l^3 \times 250}{384 \times 21000 \cdot 10^2} = \frac{5 \times 1108 \times 600^3 \times 250 \times 10^{-2}}{384 \times 21000 \cdot 10^2}$$

$$I_y = 3709,82 \text{ cm}^4$$

On adopte pour la poutre palière **IPE300 (poutrelle)**.

La vérification :

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

$$q_u = 1,35 \times 608 + 1,5 \times 500 = 1570,8 \text{ daN/m}$$

Le moment appliqué sur les cornières :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1570,8 \times 6^2}{8} = 7068,6 \text{ daN/m}$$

Le moment résistant des cornières :

$$M_{PLRd} = \frac{w_y \times f_y}{1,1} \dots \dots \dots (CCM97 .5.4.5.1)$$

$$M_{PLRd} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 2350 \times 10^4}{1,1} = 13424,9 \text{ daN/m}$$

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

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd}=4712,4\text{daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{PL.Rd} = A_v \frac{F_y/\sqrt{3}}{1,1} \dots \dots \dots (CCM97 \text{ p } 5.4.6)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r) \times t_f = 2566,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL.Rd} = 2566,97 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1}$$

$$= 316,61 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 47,120 \text{ kN} < V_{PL.Rd} = 316,61 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement est vérifiée.

Le profilé **IPE300** est admis de classe 1.

4.2. Étude de l'acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,1 \times 25) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,5 \text{ KN/ml}$$

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

On détermine la force F_p agissant sur les éléments non structuraux

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

A : Coefficient d'accélération de zone (tab4-1/RPA99).

C_p : Facteur de forces horizontal (tab6-1/RPA99).

W_p : Poids de l'élément.

$$A = 0,4 \quad C_p = 0,8 \quad W_p = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 3,2 \text{ KN}$$

Tableaux des sollicitations:

M _(fp) =H×Fp(KN.m)		M _(p) =H×Q(KN.m)	
1×3,2= 3,2		1×1= 1	
M=max(M _(fp) ; M _(p))= 3,2			
solicitation	E.L.S		E.L.U
Effort N (daN)	2,5		1,35×2,5= 3,375
Moment M (daN.m)	3,2		1,5×3,2= 4,8

Tableau 4.1 : sollicitations

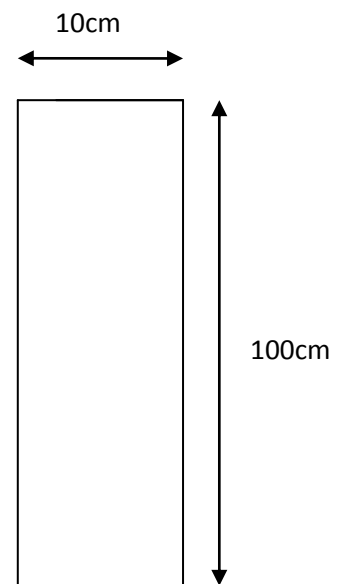


Figure 4.10: Acrotère

Ferraillage de l'acrotère :

b(m)	h(m)	d(m)	c(m)	F _{C28} (Mpa)	F _{t28} (Mpa)	F _e (Mpa)	e ₀ =M _u /N _u (m)	h/6
1	0,1	0,08	0,02	25	2,1	400	1,422	0,016

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

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

-Calcul en flexion simple :

$$d=0,08\text{m}$$

$$b=1\text{m}$$

$$f_{bu}=0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa}$$

Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,17} = 0,053$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 77,824\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s Z} = \frac{4,8}{347,82 \times 77,824} = 1,7732 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < 0,333 \rightarrow A' = 0$$

-Calcul en flexion compose:

$$A_u = A_s - N_u / \sigma_s = 1,7732 - (3,375 / 347,82) = 1,76 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 (b \cdot d \cdot f_{t28} / f_{ed})$$

$$A_{min} \geq 0,23 (100 \cdot 8,2 \cdot 1 / 347,82) = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{min} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend **6T6** sur chaque mètre d'acrotère.

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

5.1. Introduction :

La poutraison est un réseau des poutres métalliques horizontales qui transmet aux poteaux les forces qui sollicitent la dalle. Ce réseau, le plus souvent orthogonal, est constitué des solives, qui reçoit directement les charges verticales de la dalle et les transmettent aux sommiers perpendiculaires qui s'appuient sur les poteaux.

5.2. Dimensionnement des solives :

Les solives sont généralement en IPE et leur écartement est compris entre 0,7 et 2m et leur portée ne doit pas dépasser 6m.

5.2.1. Pré-dimensionnement :

D'après les règles empiriques de pré-dimensionnement des éléments porteurs des charpentes métalliques des halles et des bâtiments, on détermine la hauteur de la section transversale du profilé en fonction de sa portée.

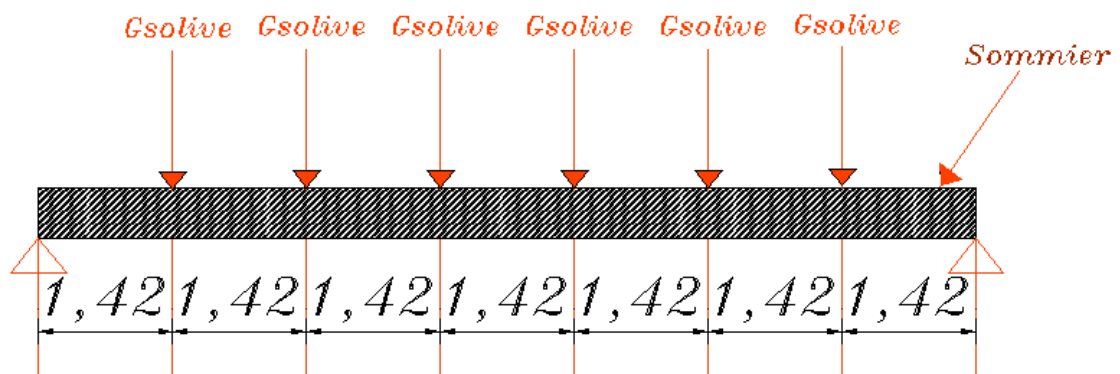


Figure 5.1 : Disposition des solives sur la poutre principale

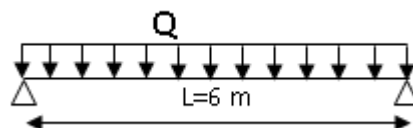


Figure 5.2 : la portée de la solive

$$h_a = \left(\frac{L}{25} \div \frac{L}{30} \right)$$

h : La hauteur du profilé

L : La portée de la solive

$$h = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{25} \right) 6000$$

$h = 235mm \Rightarrow$ On prend un profilé en **IPE240**

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	T _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	r mm	T _w mm	d mm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	3891	283	366	15	6,2	190

Tableau 5.1 : Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 240

5.2.2. Justification de profilé :

5.2.2.1. Vérification de la classe de la section transversale :

- La semelle :

$$c = \frac{b}{2} = \frac{120}{2} = 60mm$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{Avec } f_y = 355Mpa \Rightarrow \varepsilon = 0,66$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{60}{9,8} \leq 10 \varepsilon \quad \text{donc la semelle est de classe 1}$$

- L'âme fléchie :

$$d = 190mm \quad t_w = 6,2mm$$

$$d/t_w = 190/6,2 = 30,6 < 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de **classe 1** la résistance plastique de la section peut être utilisé.

➤ *Evaluation des charges :*

Les charges permanentes : $G = G_{plancher} + G_{solive}$

$$G_{plancher} = 4,7 \times 1,42 = 7,95kN/m$$

$$G_{solive} = 0,30 kN/m$$

$$G = 7,95 + 0,30 = 8,25 \text{ kN/m}$$

Les charges variables : Q : exploitation (etages parking et bureau)

$$Q = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ kN/m}$$

Charges non pondéré à **ELS** :

$$q_s = G + Q = (3,75 + 8,25) = 12 \text{ kN/m}$$

Charges pondéré à **ELU** :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 8,95 + 1,5 \times 3,75) = 16,75 \text{ kN/m}$$

➤ Calcule le moment max M_{sd} : les solives sont des poutres articulé-articulé

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,75 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 75,37 \text{ kN.m}$$

➤ Calcule de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,75 \times 6}{2} \Rightarrow V_{sd} = 50,25 \text{ kN}$$

5.2.2.2. Vérification de résistance de la section :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$ $M_{pl Rd}$: moment resistant plastique

$$M_{pl Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{366 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{pl Rd} = 118,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl Rd} \Rightarrow \text{la condition de resistance est verifié}$$

5.2.2.3. Vérification de cisaillement :

Il faut que : $V_{sd} \leq V_{pl Rd}$ avec $V_{pl Rd}$: l'effort resistant plastique

$$\frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$V_{pl Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_m} \text{ avec } A_v : \text{l'aire de cisaillement}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 1204 \text{ mm}$$

$$V_{pl Rd} = 1204 \times \frac{355/\sqrt{3}}{1,1} = 224,1 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 50,25 \leq V_{pl Rd} = 224,1 \dots \dots \dots \text{ la resistance au cisaillement est verifié.}$$

5.2.2.4. Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

Il est noté que le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl Rd}$$

$$V_{sd} = 50,25 kN \leq 0,5 V_{pl Rd} = 112 kN \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

5.2.2.5. Vérification de la condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$

Pour une poutre bi articulée

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

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \text{ Planchers en général}$$

$$q_s: \text{la charge non pondérée à ELS} \Rightarrow q_s = 12 kN/m$$

le module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

$$I: \text{moment d'inertie IPE240} \Rightarrow I = 3891 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3891}$$

$$f_{max} = 2,1 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

On a : $f_{max} \leq f_{adm} \dots \dots \dots$ donc la condition de flèche est vérifiée

5.3. Dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments qui travaillent essentiellement à la flexion, sous l'action des Efforts transmis par les solives.

5.3.1. Pré-dimensionnement :

D'après les règles empiriques de pré-dimensionnement des éléments porteurs des charpentes métalliques des halles et des bâtiments, on détermine la hauteur de la section transversale du profilé en fonction de sa portée.

$$h_a = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) L$$

L : la portée de la poutre

h_a : la hauteur du profilé

$$h_a = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right)$$

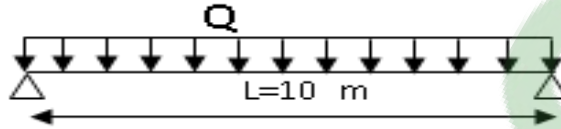


Figure 5.3 : Portée de Poutre principale bloc A

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	r mm	T _w mm	d mm
IPE450	76,6	98,8	450	190	14,6	33743	1675	1750	21	9,4	378

Tableau 5.2 : Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE450

5.3.2. Justification de profilé :

5.3.2.1. Vérification de la classe de la section transversale :

- La semelle :

$$c = \frac{b}{2} = \frac{190}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ avec } f_y = 355 \text{ Mpa} \Rightarrow \varepsilon = 0,66$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{95}{14,6} \leq 10 \varepsilon \quad \text{donc la semelle est de classe 1}$$

- L'âme fléchie :

$$d/t_w = 378/9,4 = 40,21 < 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de **classe 1** la résistance plastique de la section peut être utilisé

➤ Evaluation des charges :

Les charges permanentes : $G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{solives}} + G_{\text{poutre}}$

$$G_{\text{plancher}} = 4,7 \times 6 = 28,2 \text{ kN/m}$$

$$G_{solives} = 0,307 \times 10/1,42 = 1,30 \text{ kN/m}$$

$$G_{poutre} = 0,77 \text{ kN/m}$$

$$G = 28,2 + 0,77 + 1,30 = 31,2 \text{ kN/m}$$

Les charges variables : Q exploitation (etages parking et bureau)

$$Q = 2,5 \times 6 = 15 \text{ kN/m}$$

Charges non pondéré à **ELU** :

$$q_s = G + Q = (31,2 + 15) = 46,2 \text{ kN/m}$$

Charges pondéré à **ELS** :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 31,2 + 1,5 \times 15) = 64 \text{ kN/m}$$

➤ Calcule le moment max M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{64 \times 10^2}{12} \Rightarrow M_{sd} = 533 \text{ kN.m}$$

➤ Calcule de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{64 \times 10}{2} \Rightarrow V_{sd} = 320 \text{ kN}$$

5.3.2.2. Vérification de résistance de la section :

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$ $M_{pl Rd}$: Moment résistant plastique

$$M_{pl Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{1705 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 550,25 \text{ KN}$$

$$M_{pl Rd} = 550,25 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 533 \text{ KN.m} \leq M_{pl Rd} = 550,25 \text{ KN.m}$... la condition de resistance est verifié

5.3.2.3. Vérification de cisaillement :

Il faut que : $V_{sd} \leq V_{pl Rd}$ avec $V_{pl Rd}$: l'effort résistant plastique

$$\frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$V_{pl Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{avec } A_v: \text{l'aire de cisaillement}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 3582 \text{ mm}$$

$$V_{pl Rd} = 3582 \times \frac{355/\sqrt{3}}{1,1} = 668,24 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl Rd}$ la resistance au cisaillement est verifié

5.3.2.4 .Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

Il est noté que le moment résistant dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl Rd}$$

$$V_{sd} = 320 kN \leq 0,5 V_{pl Rd} = 334 kN \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

5.3.2.5 Vérification de la condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

Pour une poutre bi encastree :

$$f_{max} = \frac{q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \text{ Planchers en général}$$

$$q_s: \text{ la charge non pondérée à } \mathbf{ELS} \Rightarrow q_s = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{le module d'élasticité } E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I: \text{ Moment d'inertie } \mathbf{IPE450} \Rightarrow I = 33743 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{49 \times 10^{-2} \times (1000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 33743}$$

$$f_{max} = 1,8 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{1000}{250} = 4 \text{ cm}$$

On a : $f_{max} \leq f_{adm} \dots \dots \dots$ donc la condition de flèche est vérifiée

5.4. Poutres principale (Bloc B) :

5.4.1. Pré dimensionnement :

$$h_a = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) L$$

poutres	Profilé choisi
Travée 9,30m	IPE450
Travée 7,30m	IPE360
Travée 5,30m	IPE270

Tableau 5.3 : les poutres choisies du bloc B

➤ Evaluation de charge :

Poutre	$G (KN/m)$	$Q (KN/m)$	ELU	ELS
IPE450	30,15	15	63,15	45,15
IPE360	29,05	15	61,71	44,05
IPE270	28	15	60,30	43

Tableau 5.4 : Evaluation de charges sur les différentes poutres de bloc B

5.4.2. Justification des profilés :

5.4.2.1. Vérifications de la résistance :

Poutre	$q_u (KN/m)$	$M_{sd} (KN.m)$	$M_{pl} (KN.m)$	Condition vérifié
IPE450	63,15	451,5	550,25	
IPE360	61,71	270,65	328,67	
IPE270	60,30	141,66	156,23	

Tableau 5.5 : vérification de la condition résistance des poutres de bloc B

5.4.2.2. Vérifications de la condition de cisaillement :

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

Poutre	$V_{sd} (KN)$	$A_v (mm^2)$	$V_{pl.Rd} (KN)$	Condition vérifié
IPE450	292,95	3582	668,24	
IPE360	222,65	2393	446,4	
IPE270	163,56	1462	272,73	

Tableau 5.6 : vérification de la condition de cisaillement des poutres de bloc B

5.4.2.3. Vérifications de la condition de flèche :

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

Poutre	$q_s (KN/m)$	$L (mm)$	$E (N/mm^2)$	$I_y (cm^4)$	$f_{max} (cm)$	$f_{adm} (cm)$	La flèche est vérifiée
IPE450	45,15	9300	210000	33743	1,25	3,72	
IPE360	44,05	7300	210000	16266	1,08	2,92	
IPE270	43	5300	210000	5790	0,85	2	

Tableau 5.7 : vérification de la condition de flèche des poutres de bloc B

5.5. Dimensionnement de la console (poutre en porte-à-faux) :

Les poutres en porte à faux sont des poutres encastrées libre

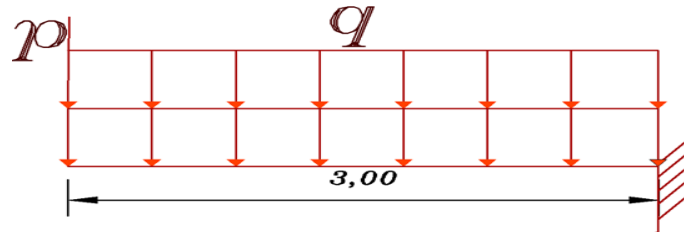


Figure 5.4 : Poutre en console

5.5.1. Evaluation des charges :

Les charges permanentes : $G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{solives}}$

$$G_{\text{plancher}} = 4,7 \times 6,3 = 29,61 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{solive}} = 0,307 \times \frac{6,3}{1,5} = 1,3 \text{ kN/m}$$

$$G = 29,61 + 1,3 = 30,91 \text{ kN/m}$$

Les charge concentré (mur rideau) : $p = 6,5 \text{ KN}$

Les charges variables : Q exploitation (etages parking et bureau)

$$Q = 2,5 \times 6,3 = 15,75 \text{ kN/m}$$

Charges non pondéré à **ELS** :

$$q_s = G + Q = (30,91 + 15,75) = 46,66 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 4,1 \text{ KN}$$

Charges pondéré à **ELU** :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 30,91 + 1,5 \times 15,75) = 65,5 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 5,54 \text{ KN}$$

5.5.2. Dimensionnement a l'état limite de service :

$$f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$$

Avec :

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \quad \text{et} \quad f_{\text{max}} = f_1 + f_2 = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{250(3 \times q_s \times L^3 + 8 \times P_s \times L^2)}{24 \times E} = \frac{250 \times (3 \times 0,46 \times 300^3 + 8 \times 6,5 \times 300^2)}{24 \times 21000}$$

$$I_y = 16452,38 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE360**

5.5.3. Dimensionnement a l'état limite ultime :

$$w_{pl,y} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{\left(q_u \times \frac{L^2}{2}\right) + P_u \times L}{f_y}$$

$$w_{pl,y} = \frac{\left(65,5 \times \frac{3000^2}{2}\right) + 5,54 \times 3000}{355} = 843281,69 \text{ mm}^3$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE360**

5.5.4. Justification du profilé**5.5.4.1. Vérification la condition de flèche:**

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad f_{max} = f_1 + f_2 = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P_s \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f_{max} = \frac{3 \times 0,46 \times 300^4}{8 \times 21000 \times 16266} + \frac{8 \times 6,5 \times 300^3}{3 \times 21000 \times 16266} \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$f_{max} = 1,3 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

5.5.4.2 Vérification de la Condition de résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{65 \times 3^2}{2} \Rightarrow M_{sd} = 292,5 \text{ KN}$$

$$M_{pl Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{1019 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 328,25 \text{ KN}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl Rd} \dots \dots \dots \text{la condition de resistance est vérifié}$$

5.5.4.3. Vérification de la Condition de cisaillement :

$$V_{sd} = q_u \times L = 65 \times 3 = 195 \text{ KN}$$

$$V_{pl Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} = 2393 \times 186,5 = 446,29 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl Rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

5.6. Dimensionnement des poteaux :

Dans les constructions métalliques les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent Reprendre les efforts de compression, de flexion et les transmettre aux fondations puis au sol.

Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les Directions.

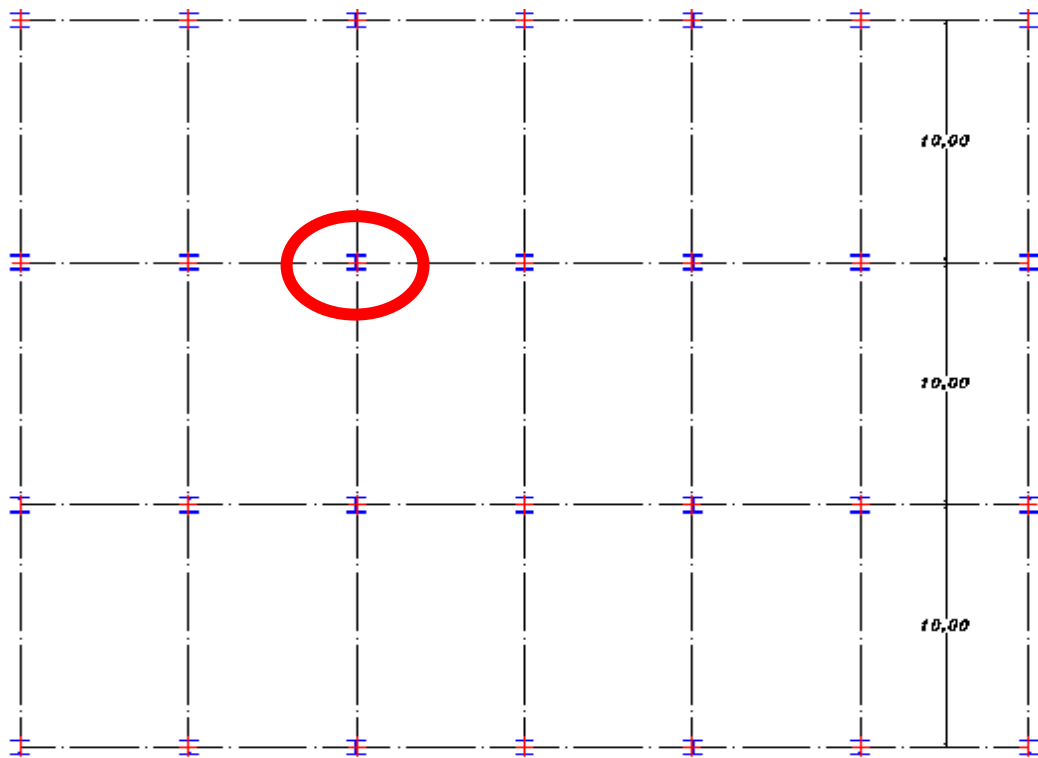


Figure 5.5 : Le poteau le plus sollicité

Comme il est indiqué dans la figure Le poteau le plus sollicité dans le bloc A est le poteau de surface d'influence $S = 6 \times 10 = 60\text{m}^2$

5.6.1. Descente de charges :

5.6.1.1 Evaluation des charges :

Terrasse inaccessible :

$$G_{\text{plancher}} = 6,19\text{KN/m}^2$$

$$Q_{\text{exploitation}} = 1\text{KN/m}^2$$

Etage courant :

$$G_{\text{plancher}} = 4,7\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

Poutres :

$$G_{\text{IPE240}} = 0,307 \times 6 \times 6 = 11\text{KN}$$

$$G_{\text{IPE450}} = 0,77 \times 10 = 7,7\text{KN}$$

On résume les différentes charges de chaque plancher dans le tableau suivant :

Plancher (niveau)	Surface (m ²)	Charge d'exploitation		Charge permanente			
		Q (KN/m ²)	Q (KN)	Elément	Surface	Densité KN/m ²	G (KN)
8e étage	60	1	60	Plancher	60	6,19	371,4
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
7e étage	60	3,5	210	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
6e étage	60	6	360	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
5e étage	60	8,5	510	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
4e étage	60	11	660	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
3e étage	60	13,5	810	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
2e étage	60	16	960	Plancher	60	—	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
1e étage	60	18,5	1110	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7
RDC	60	21	1260	Plancher	60	4,7	282
				<i>IPE240</i>	—	—	11
				<i>IPE450</i>	—	—	7,7

4e entre sol	60	23,5	1410	Plancher	60	4,7	282
				IPE240	–	–	11
				IPE450	–	–	7,7
3e entre sol	60	26	1560	Plancher	60	4,7	282
				IPE240	–	–	11
				IPE450	–	–	7,7
2e entre sol	60	28,5	1710	Plancher	60	4,7	282
				IPE240	–	–	11
				IPE450	–	–	7,7
1e entre sol	60	31	1860	Plancher	60	–	282
				IPE240	–	–	11
				IPE450	–	–	7,7
1 ^{eme} sous-sol	60	33,5	2010	Plancher	60	4,7	282
				IPE240	–	–	11
				IPE450	–	–	7,7
1 ^{er} sous-sol	60	36	2160	Plancher	60	4,7	282
				IPE240	–	–	11
				IPE450	–	–	7,7
Total	–		2160	–			4599,98

Tableau 5.8 : Descente de charge du poteau le plus sollicité bloc A

5.6.1.2. Calcul des sollicitations :

On détermine le N_{sd} le plus défavorable (1^{er} sous – sol)

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4600 + 1,5 \times 2160$$

$$N_{sd} = 9450 \text{ KN}$$

5.6.2. Dimensionnement à la compression :

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \Rightarrow \quad A > \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$A = \frac{9450000 \times 1,1}{35500} = 292,81 \text{ cm}^2$$

On adopte un profilé *HEM500* $\Rightarrow A = 344 \text{ cm}^2$

Le profilé en compression est de **classe 1**

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm εε	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEM500	270	344,3	524	306	40	161900	19150	7094	1932	21,69	7,46

Tableau 5.9 : caractéristiques du poteau HEM500

Longueur de flambement : $L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,5 = 2,45 \text{ m}$

Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{245}{7,46} = 32,84$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{245}{21,69} = 11,29$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ Plan de flambement xoy Axe de flambement z-z

Elancement réduit :

$$\lambda = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,66 \quad \Rightarrow \lambda_1 = 62$$

$$\lambda = \frac{32,84}{62} = 0,52 > 0,2 \quad \text{il faut verifier le flambemen}$$

5.6.2.1. Vérification du flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{524}{306} = 1,7 \\ t_f = 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement } c \Rightarrow \chi = 0,88$$

Axe de flambement z – z

Condition de vérification : $N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ avec $N_{b,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$

$$N_{b,Rd} = 0,88 \times \frac{344,3 \times 35500}{1,1} = 9778,12 \text{ KN}$$

$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$ condition verifier

On adopte **HEM500** comme poteaux de sous –sol (le plus sollicité).

5.6.2.2. Différents profilés des poteaux:

Les poteaux	section	
	Bloc A	Bloc B
1 ^{er} sous-sol → 1 ^{er} entre sol	HEM500	HEM400
2 ^{er} entre sol → 4 ^{eme} entre sol	HEM400	HEM320
RDC → 2 ^{eme} étage	HEM300	HEM240
3 ^{eme} étage → 5 ^{eme} étage	HEM240	HEM180
6 ^{eme} étage → 8 ^{eme} étage	HEM160	HEM120

Tableau 5.10 : les différentes sections des poteaux de Bloc A et B

CHAPITRE 6 : ETUDE DES PLANCHERS MIXTES

6.1. Introduction :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison. Le fonctionnement structural de l'ensemble répondant au schéma suivant :

- La dalle, soumise directement aux charges (charges permanentes et charges d'exploitations) et les transmettent aux poutres du plancher par flexion locale.
- Les poutres, soumises aux efforts d'appui de la dalle, reportent ces efforts par flexion générale à leurs propres appuis.

D'une manière générale, la collaboration d'une dalle mixte ou pleine (en béton de masse volumique normale ou éventuellement en béton léger de masse volumique supérieure à 1750 kg/m³) avec les poutres et solives métalliques offre plusieurs avantages, entre autres les suivants :

- La réduction du poids de la structure métallique à chargement égal (cette réduction est encore améliorée si l'on sait tirer parti d'une continuité en flexion générale, par suite des possibilités de redistribution des moments fléchissant, comme cela est expliqué plus loin.
- L'augmentation de la rigidité en flexion du plancher (dans ses deux directions principales), d'où une réduction des flèches en service et la possibilité de passer de plus grandes portées à chargement égal.
- La réduction de la hauteur des planchers, associée à la facilité de réaliser des poutres métalliques à âmes ajourées permettant le passage des gaines techniques, d'où la réduction de la hauteur totale du bâtiment à nombre fixé d'étages

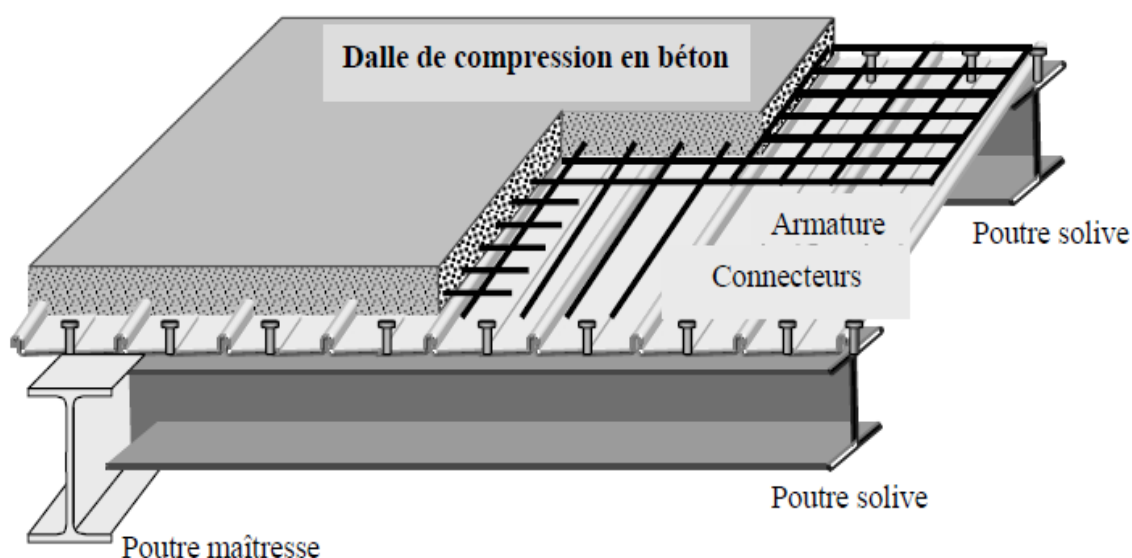


Figure 6.1 : Schéma des composants des planchers mixte

6.2. Méthode de calcul :

Un plancher mixte se calcul en deux étapes. On dimensionne d'abord la dalle mixte ensuite, on calcule les poutres mixtes formées par la connexion sur les solives.

6.3. Vérifications de la dalle :

Une dalle mixte est l'association d'une tôle en acier profilée à froid et d'une dalle en béton. Il s'agit, à terme, d'un élément acier-béton collaborant.

La tôle profilée intervient à divers stade et joue plusieurs rôles :

- Lors de la construction, elle sert de plancher de travail ;
- Lors du bétonnage, elle sert de coffrage pour le béton ;
- à terme, en comportement mixte, elle joue le rôle d'armature inférieure de la dalle.

On calcule la dalle pour 2 phases

- ❖ **Phase de construction** : (lors du bétonnage) : c'est pour la vérification de la tôle profilé
- ❖ **Phase final** : (après durcissement du béton) : vérification de la dalle mixte

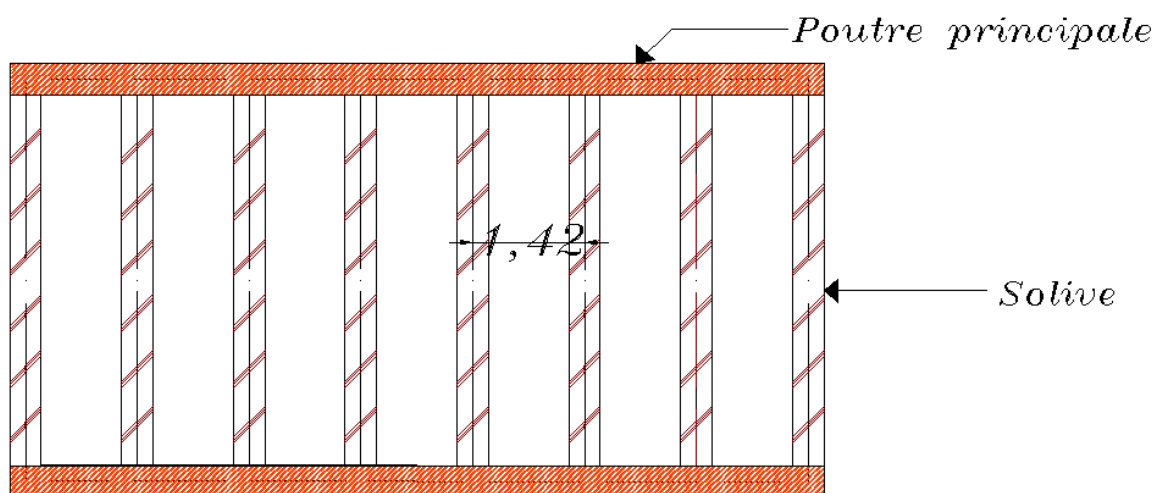


Figure 6.2 : Disposition des solives dans une trame

6.3.1. Vérification de la tôle profilée :

On considère la tôle comme une poutre continue sur appuis simple, tous les calculs sont faits pour une tôle de 1m de largeur.

6.3.1.1. Vérification a l'état limite ultime :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$

Avec $\begin{cases} M_{sd}^+ : \text{moment maximal en travée} \\ M_{sd}^- : \text{moment maximal sur appui} \\ M_{pl Rd} : \text{moment plastique résistant de la tole donnée par le fabricant} \end{cases}$

- Evaluation de charges :

Par 1m de largeur de la tôle

Lors du bétonnage :

Poids propre de la tôle..... $G_p = 0,2\text{KN/m}$

Poids du béton frais $G_B = 25 \times 0,12 \times 1 = 2,7\text{KN/m}$

Charges de construction..... $Q_{m1} = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN/m}$

Combinaison de charge a ELU

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

$$q_u = 1,35 \times (2,7 + 0,2) + 1,5(1,5) = 6,17\text{KN/m}$$

- **Moments fléchissant sollicitant :**

Moment maximale en travée :

$$M_{sd}^+ = 0,08q_uL^2 = 0,08 \times 6,17 \times (1,42)^2$$

$$M_{sd}^+ = 0,99\text{KN.m}$$

Moment maximale en appui :

$$M_{sd}^- = -0,1q_uL^2 = -0,1 \times 6,17 \times (1,42)^2$$

$$M_{sd}^- = 1,25\text{KN.m}$$

- **Moment de résistance plastique :**

$M_{pl Rd}$: Est donné par le fabricant

$$M_{pl Rd}^+ = 3,16\text{KN.m}$$

$$M_{pl Rd}^- = 3,9\text{KN.m}$$

On a: $\begin{cases} M_{pl Rd}^+ = 3,16\text{KN.m} > M_{sd}^+ = 0,99\text{KN.m} \\ M_{pl Rd}^- = 3,9\text{KN.m} > M_{sd}^- = 1,25\text{KN.m} \end{cases}$

Donc la condition de résistance est Vérifiée.

6.3.1.2. Vérification à l'état limite service :

Il s'agit de vérifier la flèche de la tôle profilée due au son poids propre et au poids du béton frais.

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

Avec :

$$f_{max} = \frac{30,1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}}$$

I_{eff} : Inertie efficace (valeur donnée par le fabricant $I_{eff} = 0,503 \times 10^6 \text{ mm}^4$).

$$f_{max} = \frac{30,1 \times (2,9) \times (1,42)^4 \times 10^3}{0,503 \times 10^6} = 7,5 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{180} = \frac{1420}{180} = 7,8 \text{ mm}$$

Donc : $f_{max} \leq f_{adm}$ condition vérifiée

6.3.2. Vérification de la dalle mixte :

- Pour la vérification, on considère le plancher le plus sollicité (plancher étage courant)
- La dalle est considérée comme une série de poutres simples et que tout calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

6.3.2.1. Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la résistance des sections :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$

Avec : $\begin{cases} M_{sd}: \text{Moment de flexion sollicitant} \\ M_{pl Rd}: \text{Moment de résistance plastique} \end{cases}$

- Evaluation des charges :

Charge permanente de l'étage courant : $G_{plancher} = 4,7 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation de l'étage courant : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,10 \text{ KN/m}^2$$

- Moment de flexion sollicitant :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10,10 \times 1 \times 1,42^2}{8} = 2,55 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$x_{pl} = \frac{f_{yp} A_{pe}}{\gamma_{ap}} \times \frac{\gamma_c}{0,85 f_{ck} b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{yp} = 320 \text{ Mpa: limite d'élasticité de l'acier de la tole nervurée} \\ A_{pe} = 1255 \text{ mm}^2: \text{aire de la section efficace de la tole nervurée} \\ \gamma_{ap} = 1,1 \text{ facteur de resistance pour l'acier de la tole nervurée} \\ \gamma_c = 1,5 : \text{facteur de resistance pour le béton} \\ f_{ck} = 25 \text{ Mpa: valeur caractéristique de resistance a la compression du béton a 28 jours} \\ b: \text{largeur unitaire (1000 mm)} \end{array} \right.$$

$$x_{pl} = \frac{320 \times 1255}{1,1} \times \frac{1,5}{0,85 \times 25 \times 1000} = 27,18 \text{ mm}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} A_{pe} \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d_p: \text{hauteur utile en flexion positive } d_p = 120 - 34,8 = 85,2 \text{ mm} \\ e = 34,8 \text{ mm: distance de l'axe de gravité du profilé à la fibre moyenne de l'aile inférieure.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{pl,Rd} = \frac{320}{1,1} \times 1255 \times \left(85,2 - \frac{27,18}{2} \right) = 26,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 2,55 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 26,14 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification du cisaillement transversal :

Il convient de déterminer la résistance à l'effort tranchant $V_{v,Rd}$ d'une dalle mixte sur une largeur égale à l'entraxe des nervures au moyen de l'équation suivante :

$$V_{v,Rd} = b_0 d_p \tau_{Rd} (1,2 + 40\rho)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 442 \text{ mm: largeur des nervures de béton} \\ \tau_{Rd}: \text{résistance de base au cisaillement } \tau_{Rd} = \frac{0,25 f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 2,1}{1,5} = 0,35 \\ f_{ctk}: \text{résistance à la traction du béton } f_{ctk} = 2,1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_{pe}}{b_0 d_p} = \frac{1255}{442 \times 85,2} = 0,04 \quad (\rho: \text{pourcentage d'acier})$$

$$V_{vRd} = 442 \times 85,2 \times 0,35 \times (1,2 + 1,6) = 36,9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{10,10 \times 1 \times 1,42}{2} = 7,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,71 \text{ KN} < V_{vRd} = 36,9 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ Vérification du cisaillement longitudinal :

La résistance à l'effort tranchant t d'une dalle mixte est due à la liaison acier-béton réalisée à l'interface entre ces deux matériaux par le frottement.

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte est alors donnée par l'effort tranchant limite suivant :

$$V_{lRd} = \frac{bd_p}{\gamma_{vs}} \left[m \frac{A_{pe}}{bL_s} + k \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{vs}: \text{coefficient de resistance pour la connexion par frottement est égale a } 1,25 \\ m \text{ et } k: \text{facteur semi empirique} \\ L_s: \text{porté de cisaillement} \\ L: \text{porté de la poutre simple équivalent} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour la Tôle PC B60 : } m = 49 \text{ N/mm}^2 \quad k = 0,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la longueur de la travée } L_s = \frac{L}{4}$$

$$V_{lRd} = \frac{1000 \times 85,2}{1,25} \times \left[49 \times \frac{1255}{1000 \times 355} + 0,13 \right] = 20,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{10,10 \times 1 \times 1,42}{2} = 7,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 7,71 \text{ KN} < V_{lRd} = 20,44 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

6.3.2.2. Vérification à l'E.L.S :

➤ Calcul des flèches :

La vérification des flèches est nécessaire lorsque l'élancement de la dalle L/d_p dépasse 26.

Dans notre cas :

$$\frac{L}{d_p} = \frac{1420}{85,2} = 16,71 < 26 \text{ donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

➤ Vérification de l'ouverture des fissures du béton :

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton simplement ferraillée d'un treillis soudé.

Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_s}{bh_c} \geq 0,2\% \quad \Rightarrow A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 60$$

$A_s = 120 \text{ mm}^2$ Le choix du treillis soudé ($\Phi 4$, maillage de 100mm, $A_s=120\text{mm}^2$)
Est satisfaisant

6.4. Vérification de la solive:

Une poutre mixte est composée d'une poutre en profilé métalliques et d'une partie de dalle en béton de largeur dite "largeur participante".

La conjugaison du comportement des deux matériaux peut se faire à l'aide d'une connexion métallique et ceci dans le but d'optimiser leur participation à la résistance aux différentes sollicitations, cette connexion sera assurée par des goujons à têtes soudées.

6.4.1 Vérification de la condition de résistance :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl Rd}$

➤ Largeur participante de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante:

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

L_0 : la portée de la solive $L_0 = 6m$

$$b_1 = b_2 = 0,71m \quad b_{e1} = \min(0,75; 0,71) = 0,71m$$

Donc : $b_{eff} = 2 \times 0,71 = 1,42m$

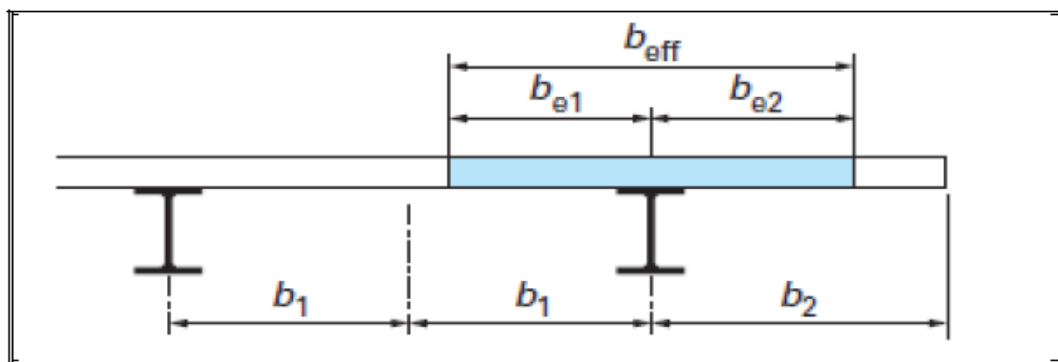


Figure 6.3 : Largeur participante de la dalle

➤ Evaluation de charge:

Charge permanente de l'étage courant : $G_{plancher} = 4,7 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation de l'étage courant : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,10 \text{ KN/m}^2 \quad q_u = 14,57 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 10,22 \text{ KN/m}$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$F_c = b_{eff} h_c (0,85 f_{cd}) ; F_a = A_a f_{yd}$$

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

$$\begin{cases} h_c = 6 \text{ cm} \\ f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ Mpa} \\ f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_m} = \frac{355}{1,1} = 308,69 \text{ Mpa} \\ A_a: \text{section du profilé IPE240 } A_a = 39,1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$F_c = 1420 \times 60 \times (0,85 \times 16,66) = 1206,51 \text{ KN}$$

$$F_a = 3910 \times 308,69 = 1207 \text{ KN}$$

La cote z de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}(0,85 f_{cd})} = \frac{1207}{1,42 \times 0,85 \times 16660} = 60 \text{ mm}$$

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl Rd} = F_a \left[\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right]$$

$$\begin{cases} h_a: \text{hauteur de profilé IPE240} \\ h_p = 60 \text{ mm}: \text{hauteur de la tole} \\ h_c = 60 \text{ mm}: \text{epaisseur de la dalle en béton} \end{cases}$$

$$M_{pl Rd} = 1207 \times [0,24 - 0,03] = 253,47 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{14,57 \times 6^2}{8} = 66,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 66,20 \text{ KN.m} < M_{pl Rd} = 253,47 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

6.4.2. Vérification de cisaillement:

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3}$$

Ou A_v : aire de cisaillement ; pour IPE240 $A_v = 12,04 \text{ cm}^2$

$$V_{pl Rd} = 1204 \times \frac{308,69}{\sqrt{3}} = 214,8 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qL}{2} = \frac{14,71 \times 6}{2} = 44,13 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 44,13 \text{ KN} < V_{pl Rd} = 214,8 \text{ KN}$$

6.4.3. Vérification de la flèche:

Pour une poutre simplement appuyée, Il faut vérifier que :

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

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_h} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

I_h : Moment d'inertie de flexion de la section mixte homogénéisée.

$$I_h = I_a + A_a(z_a - z) + \frac{b_{eff} z^3}{3n}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_a: \text{moment d'inertie de la section en acier} \\ z_a: \text{la distance entre le centre de gravité de la poutre et la face superieure de la dalle} \\ z: \text{la distance entre l'axe neutre plastique et la face superieure de la dalle} \\ n = 15: \text{coefficient d'equivalence} \end{array} \right.$$

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{240}{2} + 60 + 60 = 240 \text{ mm}$$

$$I_h = 3892 \times 10^4 + 3910 \times (180) + \frac{1420 \times 60^3}{45} = 17242 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 10,22 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 17242 \times 10^4} = 5 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 5 \text{ mm} < f_{adm} = 24 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition de flèche vérifié.}$$

6.5. Détermination des contraintes de flexion :

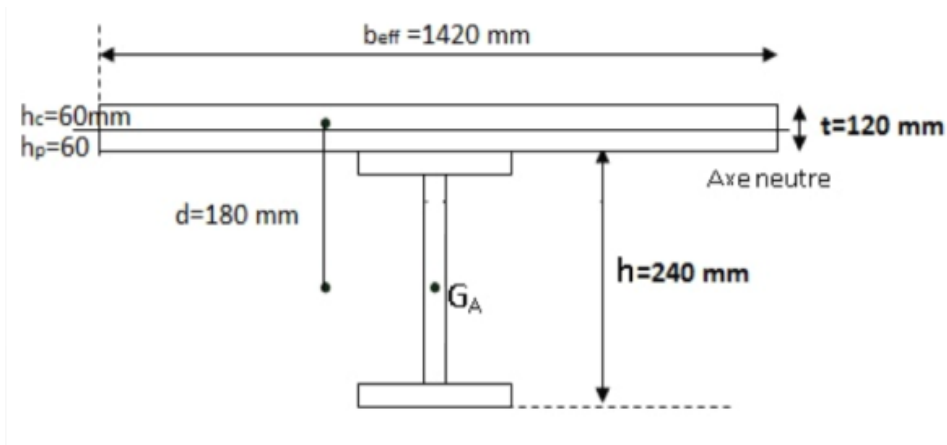


Figure 6.4 : Position de l'axe neutre dans la dalle Mixte

- V : La distance entre le centre de gravité de la dalle et la fibre inférieure

$$V = \frac{h}{2} + d = \frac{240}{2} + 180 = 300 \text{ mm}$$

- d : la position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport au centre de gravité de la poutre d'acier :

$$d = \frac{h}{2} + (t - z) = \frac{240}{2} + (120 - 60) = 180 \text{ mm}$$

- V' la distance entre le centre de gravité de la dalle et la fibre supérieure :

$$V' = \frac{h}{2} + t - d = \frac{240}{2} + 120 - 180 = 60 \text{ mm}$$

✓ **Contrainte de traction :**

L'axe neutre est situé dans la dalle donc la section d'acier est totalement tendue

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{66,2 \times 10^6 \times 300}{17242 \times 10^4} = -115,2 \text{ N/mm}^2$$

✓ **Contrainte de compression :**

Compression de la fibre supérieure :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{M \times V'}{n \times I_h} = \frac{66,2 \times 10^6 \times 60}{15 \times 17242 \times 10^4} = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

Traction de la fibre inférieure :

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{M \times (V' - t)}{n \times I_h} = \frac{66,2 \times 10^6 \times (60)}{15 \times 17242 \times 10^4} = -1,54 \text{ N/mm}^2$$

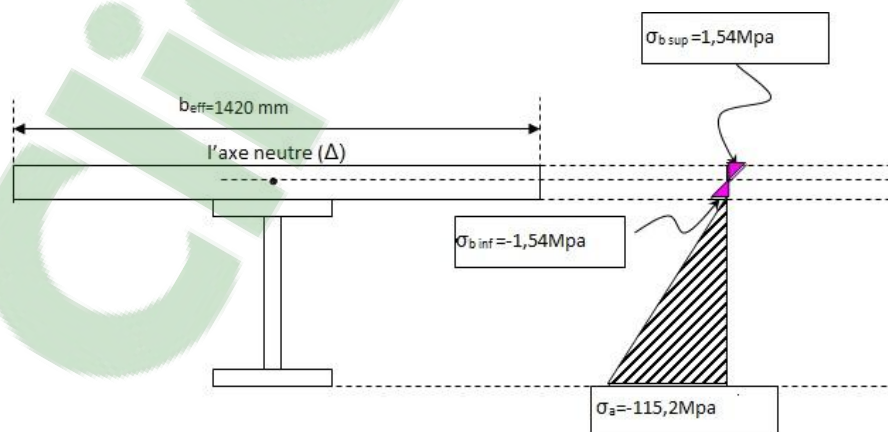


Figure 6.5 : Diagramme des contraintes dans la dalle mixte

6.6. Les connecteurs :

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier- béton est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

En bâtiment, la vérification des connexions s'effectue exclusivement aux états limites ultimes, sauf dans le cas très particulier d'une connexion par boulons HR à serrage contrôlé où une vérification aux états limite de service peut s'avérer utile pour limiter le risque de glissement.

6.6.1. Résistance de calcul des connecteurs :

La résistance de calcul d'un goujon à tête, soudé au pistolet automatique et présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus petite valeur des deux formules suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8k_t f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29k_t \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

La première formule concernant la ruine du goujon en tant qu'élément en acier, et la seconde celle du béton enrobant le goujon.

$$\left\{ \begin{array}{l} d: \text{le diamètre du fut de goujon} \\ f_u: \text{la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon} \\ E_{cm}: \text{la valeur moyenne u module sécant du béton} \\ \gamma_v: \text{facteur partiel de sécurité} \\ k_t: \text{coefficient empirique de réduction} \end{array} \right.$$

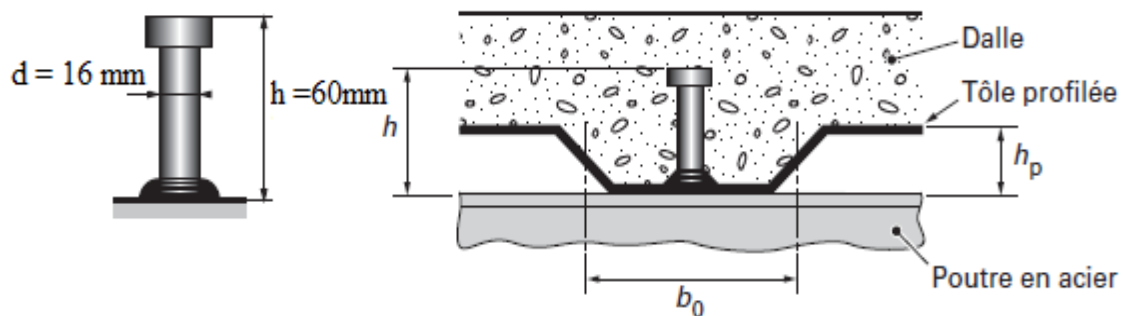


Figure 6.6 : Goujon à tête soudée avec la dalle mixte

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left(\frac{h}{d} \right) + 1 & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{60}{16} = 3,75 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,2(3,75 + 1) = 0,95$$

$$f_u = 420 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad E_{cm} = 30,5 \times 10^3$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 54,01 \text{ KN} \\ 49,26 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow P_{Rd} = 49,26 \text{ KN}$$

6.6.2. Nombre des goujons par solives :

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

P_{Rd} : Résistance de calcul des connecteurs.

$$V_l = \inf[F_a ; F_c] = 1206 \text{ KN}$$

$$n = \frac{1206}{49,26} = 25$$

On prend 25 goujons pour chaque solive.

6.5.3. L'espace des goujons:

$$esp = \frac{L}{n - 1} = \frac{600}{24} = 25 \text{ cm}$$

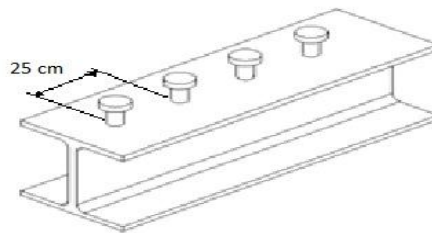


Figure 6.7 : Espacement des connecteurs dans une solive

CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

7.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

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

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse structural d'un bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose actuellement. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ETABS** ».

7.2. Présentation de L'ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**, ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'**ETABS** sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc.).

De plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, L'**ETABS** offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau... etc.). L'**ETABS** permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Pour le calcul des forces sismiques par **ETABS**, on utilise la méthode dynamique modale spectrale. Dans cette méthode l'action sismique est représentée par un spectre de réponse.

7.3. Critères de classification par le RPA 99/2003 :

7.3.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

7.3.2 Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

- ✓ Alger se situe dans une zone de sismicité élevée 'ZONE III'.
- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment administratif et commercial, il sera classé en 'Groupe02'.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

7.4. 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 ($H=59,5m > 30m$).

7.5 La méthode dynamique modale spectrale :

7.5.1. Principe de la méthode :

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

7.5.2. Condition d'application :

Cette méthode est utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

7.5.3. Spectre de réponse utilisée :

D'après Le règlement [RPA99/version.2003] le spectre de réponse de calcul est défini par la

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

Ou :

A : coefficient d'accélération de zone:

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

Pour la zone et groupe d'usage 2 $\rightarrow A = 0,15$.

η : facteur de correction d'amortissement :

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique :

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

R : coefficient de comportement de la structure :

Ossature contreventée par palées triangulées en X $\rightarrow R = 4$.

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

Site ferme (S2) $\rightarrow T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,4s$.

Q : facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q$$

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	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,1
Total p_q		0,3

Tableau 7.1 : Valeurs de pénalités

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

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

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

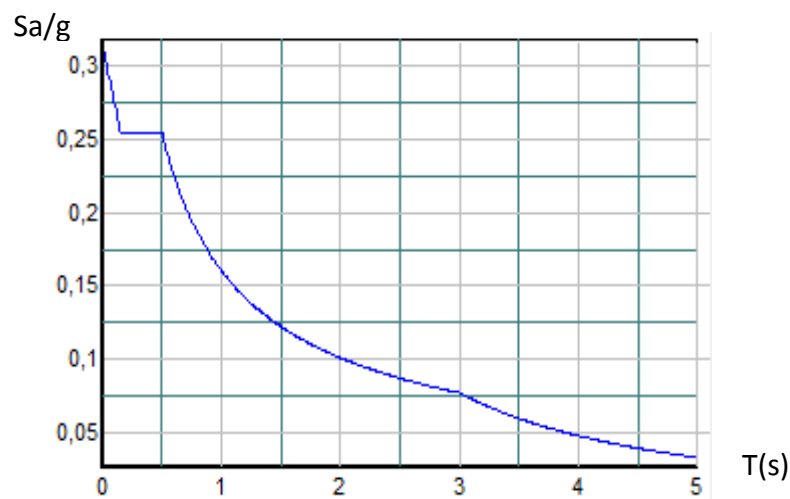


Figure 7.1: Spectre d'accélération sismique

7.5.4. Combinaison des actions :

Pour les combinaisons des actions, nous nous sommes référés aux combinaisons qui sont les suivantes :

C1 : $G + Q$

C2 : $1,35 G + 1,5Q$

C3 : $G + Q + E_x$

C4 : $G + Q + E_y$

C5 : $0,8 G + E_x$

C6 : $0,8 G + E_y$

C7 : $G + Q + 1,2E_x$.

C8 : $G + Q + 1,2E_y$.

7.6. Choix de disposition des contreventements :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

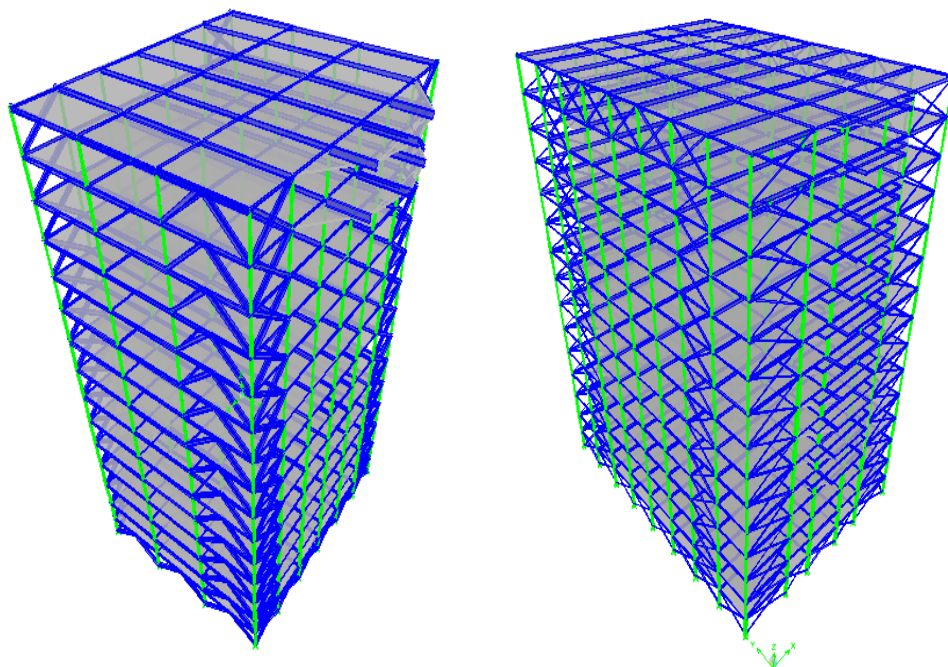


Figure 7.2 : Vue en 3 dimensions des deux blocs

Pour améliorer le comportement de la structure et après l'étude de plusieurs variantes de disposition des contreventements, on a augmenté les sections des poteaux et on a aboutie à la disposition schématisée dans la vue suivante :

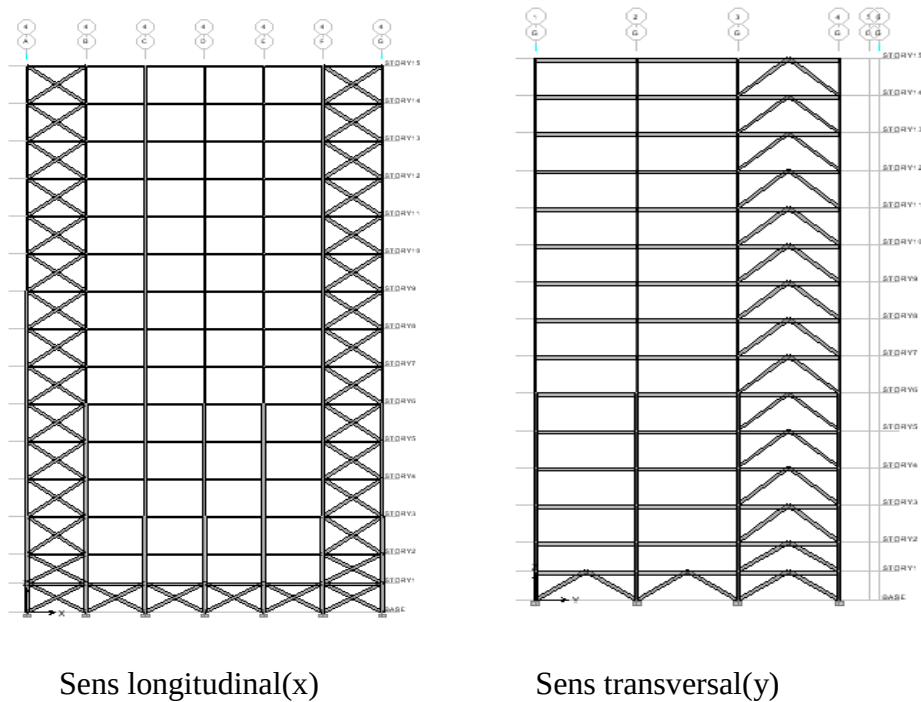


Figure 7.3 : Disposition des contreventements du bloc A

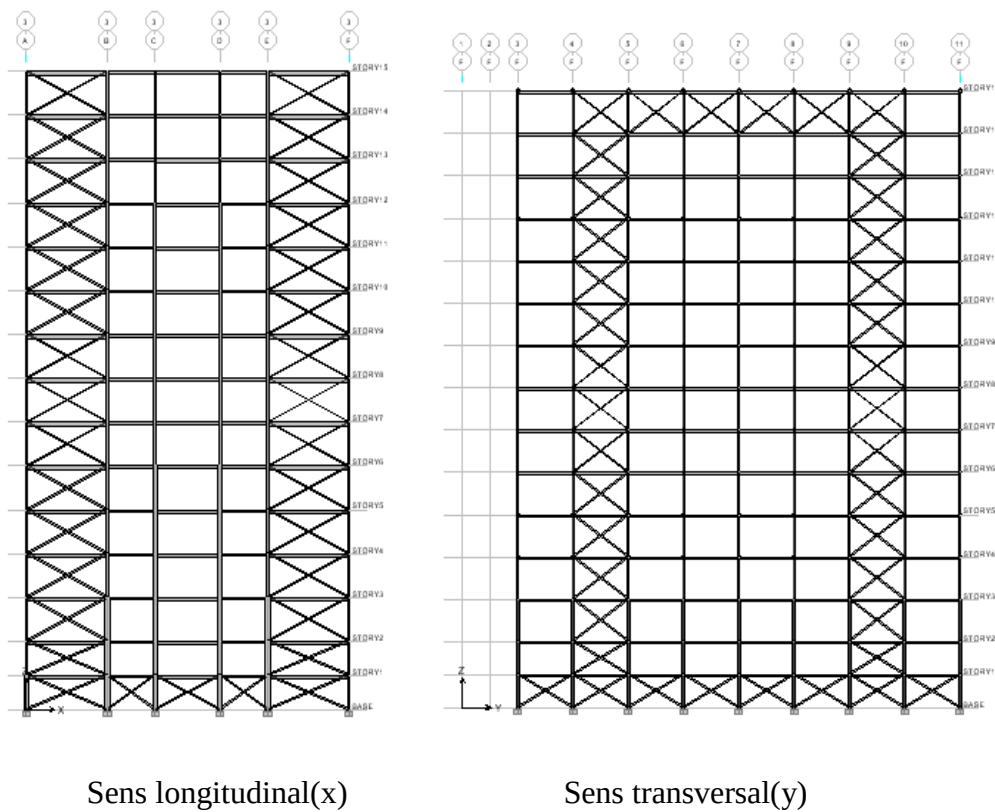


Figure 7.4 : Disposition des contreventements du bloc B

7.7. Présentations des résultats de l'analyse spectrale :

Le tableau suivant représente des résultats dynamiques obtenus après analyse de la structure :

mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	2,412	0,0000	52,49	0,0000	52,4864
2	2,111	50,87	0,0000	50,87	52,4864
3	1,248	7,99	0,0000	58,86	52,4864
4	0,791	0,0000	24,04	58,86	76,5266
5	0,558	18,638	0,0000	77,495	76,5266
6	0,417	0,0000	7,315	77,495	83,8422
7	0,336	5,75	0,0000	83,256	83,8422
8	0,251	0,0000	2,4335	83,256	86,2756
9	0,246	9,8048	0,0000	93,450	90,6185
10	0,190	0,0000	4,342	93,450	91,6963
11	0,176	0,2765	0,0000	93,3356	91,6965
12	0,160	0,0000	0,919	93,3356	92,2368

Tableau 7.2 : Les résultats de participations massiques cumulés bloc (A)

mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	4,13	0,0000	66,93	0,0000	66,9388
2	3,224	65,96	0,0000	65,90	66,9388
3	2,216	0,0104	0,0008	65,9203	66,9396
4	1,052	0,0000	15,48	65,9203	82,4214
5	0,935	18,468	0,0000	84,3887	82,4214
6	0,611	0,0047	0,0001	84,3934	82,4215
7	0,512	0,0000	5,973	84,3934	88,3947
8	0,464	5,68	0,000	90,0735	88,3947
9	0,327	0,0000	2,9324	90,0735	91,3271
10	0,307	2,7582	0,0000	92,8317	91,3271
11	0,294	0,0009	0,0006	92,8326	91,3277
12	0,239	0,0000	1,7523	92,8326	93,0799

Tableau 7.3 : Les résultats de participations massiques cumulés bloc (B)

Remarque :

Lors de la lecture des données des tableaux, on remarque que le taux de participation des masses modales dans les deux directions dépasse les **90%** dès le **9ème** mode de vibration, ce qui signifie que les 9 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée proche du comportement réel de la structure des deux blocs.

Les efforts sismiques d'étage, suivant les deux directions de calcul longitudinal (x) et Transversal (y), sont donnés par les tableaux suivants :

Etag	Efforts tranchants sismiques de l'étage	
	Sens Longitudinal FX (TOTAL) [kN]	Sens transversal FY (TOTAL) [kN]
1 ^{er} s/sol	3265,81	5504,34
2 ^{ème} s/sol	3250,74	5420,92
1 ^{er} entre-s	3197,07	5161,12
2 ^{ème} entre-s	3091,44	4718,98
3 ^{ème} entre-s	2951,31	4217,11
4 ^{ème} entre-s	2795,9	3678,67
RDC	2643,66	3346,32
1 ^{er} étage	2553,43	3253,3
2 ^{ème} étage	2373,44	3002,32
3 ^{ème} étage	2183,34	2778,78
4 ^{ème} étage	1971,1	2587,05
5 ^{ème} étage	1718,97	2390,31
6 ^{ème} étage	1411,91	2118,88
7 ^{ème} étage	1032,23	2108,87
8 ^{ème} étage	549,33	1019,01

Tableau 7.4 : Efforts tranchants sismiques bloc (A)

Etag	Efforts tranchants sismiques de l'étage	
	Sens Longitudinal FX (TOTAL) [kN]	Sens transversal FY (TOTAL) [kN]
1 ^{er} s/sol	3838,13	2848,84
2 ^{ème} s/sol	3781	2807,27
1 ^{er} entre-s	3632,23	2641,24
2 ^{ème} entre-s	3424	2429,39
3 ^{ème} entre-s	3216	2248,25
4 ^{ème} entre-s	3022,32	2082
RDC	2832,77	1938
1 ^{er} étage	2641,37	1826,31
2 ^{ème} étage	2463,71	1722,79
3 ^{ème} étage	2295,39	1637,33
4 ^{ème} étage	2113,13	1563,16
5 ^{ème} étage	1917,85	1476,16
6 ^{ème} étage	1707,2	1369,65
7 ^{ème} étage	1392,93	1134,32
8 ^{ème} étage	860,62	635,58

Tableau 7.5: Efforts tranchants sismiques bloc (B)

7.9. Vérification des conditions de l'RPA :

7.9.1. 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 :

$$V_t > 0,8 V$$

7.9.2 Calcul de la force sismique totale V :

D'après l'article 4.2.3 [9], la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

Ou :

A: est le coefficient d'accélération de zone : $A=0.15$

D : est le facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

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

T_2 : Période caractéristique donnée en fonction du site :

Site meuble (S3) : $T_2 = 0,5s$

η : facteur de correction d'amortissement ; donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

Portique en acier dense $\rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta=1$

La période fondamentale de la structure :

- Pour BLOC (A): $T = 2,41$

$$T < 3s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow D = 0,87$$

- Pour BLOC (B): $T = 4,13$

$$T > 3s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \rightarrow D = 0,55$$

R: est le coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est donnée par le en fonction du système de contreventement ;

Ossature contreventé par palées triangulée en $X \rightarrow R = 4$

Ossature contreventé par palées triangulée en $V \rightarrow R = 3$

Q : est le facteur de qualité : **Q = 1.30**

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

Pour bloc (A) : $W = 152227 \text{ kN}$

Pour bloc (B) : $W = 160300 \text{ kN}$

Donc la force sismique totale appliquée à la base :

Bloc (A) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A.D.Q}{R_x} \cdot W = \frac{0,15.0,87.1,3}{4} \cdot 152227 = 3900,9 \text{ kN} \\ V_y = \frac{A.D.Q}{R_y} \cdot W = \frac{0,15.0,87.1,3}{3} \cdot 152227 = 5202,6 \text{ kN} \end{cases}$$

Bloc (B) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0,15.0,87.1,3}{4} \cdot 160300 = 3816,75 \text{ kN}$$

La force sismique totale V_t :

Est tirée directement des résultats de L'ETABS.

La vérification de l'effort sismique à la base est donnée par le tableau suivant :

	$V_{tx} \text{ (kN)}$	$V_{ty} \text{ (kN)}$	$V_x \text{ (kN)}$	$V_y \text{ (kN)}$	$V_{tx} > 0,8V_x$	$V_{ty} > 0,8V_y$
Bloc A	3265,81	5604,34	3900,9	5202,6	CV	CV

Tableau 7.6 : Résultantes des forces sismiques à la base bloc (A)

	$V_{tx} \text{ (kN)}$	$V_{ty} \text{ (kN)}$	$V_x \text{ (kN)}$	$V_y \text{ (kN)}$	$V_{tx} > 0,8V_x$	$V_{ty} > 0,8V_y$
Bloc B	3838,13	2848,84	3816,75	3816,75	CV	CV

Tableau 7.7 : Résultantes des forces sismiques à la base bloc (B)

7.9.3 Vérification de l'excentricité :

Le règlement RPA, limite l'excentricité accidentelle entre le centre de masse et le centre de rigidité à une valeur maximale de 5% L, ou L étant la plus grande dimension de la structure.

$$e_{max} = 0,05 \times 48 = 2,4 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$\begin{cases} X_M = \frac{\sum M_i X_i}{\sum m_i} \\ Y_M = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

Les coordonnées du centre de rigidité sont données par:

$$\begin{cases} X_T = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_T = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

Niveau	$X_M (m)$	$Y_M (m)$	$X_R (m)$	$Y_R (m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$	$e < e_{ma}$
1 ^{er} s/sol	18,244	18,761	18,00	19,154	0,244	0,393	CV
2 ^{ème} s/sol	18,249	18,601	18,002	19,092	0,247	0,491	CV
1 ^{er} entre-s	18,255	18,543	18,001	19,00	0,254	0,457	CV
2 ^{ème} entre-s	18,243	18,449	17,995	18,965	0,248	0,516	CV
3 ^{ème} entre-s	18,247	18,332	17,991	18,961	0,256	0,629	CV
4 ^{ème} entre-s	18,254	18,290	17,991	18,853	0,263	0,563	CV
RDC	18,255	17,987	17,990	18,807	0,265	0,820	CV
1 ^{er} étage	18,253	17,954	17,988	18,799	0,265	0,845	CV
2 ^{ème} étage	18,257	17,908	17,986	18,781	0,271	0,873	CV
3 ^{ème} étage	18,258	17,786	17,986	18,541	0,272	0,755	CV
4 ^{ème} étage	18,258	17,542	17,987	18,397	0,271	0,855	CV
5 ^{ème} étage	18,260	17,321	17,988	18,301	0,272	0,980	CV
6 ^{ème} étage	18,261	17,098	17,989	18,192	0,272	1,094	CV
7 ^{ème} étage	18,261	16,981	17,990	18,043	0,271	1,102	CV
8 ^{ème} étage	18,00	16,872	17,991	17,930	0,009	1,129	CV

Tableau 7.8 : Vérification de l'excentricité de la structure bloc (A)

Niveau	$X_M (m)$	$Y_M(m)$	$X_R (m)$	$Y_R (m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$	$e < e_{ma}$
1 ^{er} s/sol	18,244	29,01	18,00	29,255	0,244	0,245	CV
2 ^{ème} s/sol	18,249	29,014	18,002	29,543	0,247	0,529	CV
1 ^{er} entre-s	18,255	28,331	18,001	29,638	0,254	1,307	CV
2 ^{ème} entre-s	18,243	28,332	17,995	29,620	0,248	1,288	CV
3 ^{ème} entre-s	18,247	27,948	17,991	29,575	0,256	1,575	CV
4 ^{ème} entre-s	18,254	27,915	17,991	29,512	0,263	1,597	CV
RDC	18,255	27,909	17,990	29,418	0,265	1,509	CV
1 ^{er} étage	18,253	27,898	17,988	29,299	0,265	1,401	CV
2 ^{ème} étage	18,257	27,907	17,986	29,173	0,271	1,266	CV
3 ^{ème} étage	18,258	27,912	17,986	29,050	0,272	1,140	CV
4 ^{ème} étage	18,258	27,912	17,987	28,939	0,271	1,027	CV
5 ^{ème} étage	18,260	27,917	17,988	28,846	0,272	0,929	CV
6 ^{ème} étage	18,261	27,922	17,989	28,764	0,272	0,842	CV
7 ^{ème} étage	18,261	27,927	17,990	28,680	0,271	0,753	CV
8 ^{ème} étage	18,00	29,558	17,991	28,592	0,009	0,966	CV

Tableau 7.9 : Vérification de l'excentricité de la structure bloc (B)

7.9.4. 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. $\rightarrow R = 4$.

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 4,5 m, donc le déplacement admissible doit être inférieure à 4,5 cm.

Les résultats du déplacement dû aux forces sismiques (calculés par ETABS) sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens longitudinal (XX)					Sens transversal (YY)				
	$\delta_{ek}(m)$	R_X	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_k < \Delta_{adm}$	$\delta_{ek}(m)$	R_Y	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
1 ^{er} s/sol	0	4	0,001	0,001	CV	0,001	3	0,05	0,05	CV
2 ^{ème} s/sol	0,001	4	0,005	0,004	CV	0,031	3	0,093	0,044	CV
1 ^{er} entre-s	0,009	4	0,036	0,031	CV	0,048	3	0,144	0,04	CV
2 ^{ème} entre-s	0,015	4	0,060	0,04	CV	0,063	3	0,189	0,045	CV
3 ^{ème} entre-s	0,026	4	0,104	0,036	CV	0,077	3	0,231	0,042	CV
4 ^{ème} entre-s	0,035	4	0,14	0,044	CV	0,089	3	0,267	0,036	CV
RDC	0,046	4	0,184	0,036	CV	0,104	3	0,312	0,045	CV
1 ^{er} étage	0,055	4	0,22	0,04	CV	0,110	3	0,350	0,038	CV
2 ^{ème} étage	0,069	4	0,27	0,045	CV	0,127	3	0,387	0,037	CV
3 ^{ème} étage	0,077	4	0,312	0,04	CV	0,139	3	0,425	0,038	CV
4 ^{ème} étage	0,082	4	0,348	0,036	CV	0,154	3	0,470	0,045	CV
5 ^{ème} étage	0,095	4	0,375	0,03	CV	0,169	3	0,512	0,042	CV
6 ^{ème} étage	0,107	4	0,418	0,038	CV	0,186	3	0,55	0,038	CV
7 ^{ème} étage	0,116	4	0,456	0,032	CV	0,191	3	0,573	0,02	CV
8 ^{ème} étage	0,122	4	0,488	0,038	CV	0,20	3	0,60	0,03	CV

Tableau 7.10 : Vérification des déplacements du bloc (A)

Niveau	Sens longitudinal (XX)					Sens transversal (YY)				
	$\delta_{ek}(m)$	R_X	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_k < \Delta_{adm}$	$\delta_{ek}(m)$	R_Y	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
1 ^{er} s/sol	0,051	4	0,219	0,04	CV	0,038	4	0,232	0,038	CV
2 ^{ème} s/sol	0,066	4	0,264	0,04	CV	0,068	4	0,282	0,045	CV
1 ^{er} entre-s	0,079	4	0,316	0,044	CV	0,079	4	0,325	0,043	CV
2 ^{ème} entre-s	0,086	4	0,367	0,045	CV	0,091	4	0,371	0,045	CV
3 ^{ème} entre-s	0,103	4	0,412	0,045	CV	0,102	4	0,417	0,045	CV
4 ^{ème} entre-s	0,113	4	0,454	0,042	CV	0,11	4	0,465	0,045	CV
RDC	0,12	4	0,509	0,045	CV	0,121	4	0,51	0,045	CV
1 ^{er} étage	0,130	4	0,556	0,045	CV	0,134	4	0,546	0,045	CV
2 ^{ème} étage	0,145	4	0,580	0,034	CV	0,145	4	0,583	0,037	CV
3 ^{ème} étage	0,152	4	0,610	0,03	CV	0,157	4	0,628	0,045	CV
4 ^{ème} étage	0,163	4	0,655	0,045	CV	0,164	4	0,656	0,028	CV
5 ^{ème} étage	0,175	4	0,70	0,045	CV	0,172	4	0,688	0,032	CV
6 ^{ème} étage	0,181	4	0,740	0,04	CV	0,184	4	0,736	0,045	CV
7 ^{ème} étage	0,195	4	0,782	0,042	CV	0,195	4	0,76	0,024	CV
8 ^{ème} étage	0,203	4	0,812	0,03	CV	0,198	4	0,79	0,03	CV

Tableau 7.11 : Vérification des déplacements du bloc (B)

7.9. Calcul du joint sismique entre le bloc A et B :

Pour le calcul de la largeur du joint, on prend en considération les déplacements sous l'action sismique du dernier étage (8^{ème} étage).

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale $d_{\min}$ satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{ mm}$$

Avec :

δ_1, δ_2 : Déplacement maximum des deux blocs.

$$d_{\min} = 0,015 + (0,60 + 0,79) = 1,405\text{m}$$

7.10. Conclusion :

Après la comparaison entre les forces sismiques et les forces dues au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant. Donc pour les charges horizontales, on ne tient compte que des forces sismiques.

CHAPITRE 8 : VERIFICATION DES ELEMENTS PORTEURS

8.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique soit assuré, tant globalement, au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque éléments.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations soient admissibles.

Pour le dimensionnement des éléments constituant les portiques on utilise les combinaisons suivantes :

Pour les poutres

$$\begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases} \Rightarrow \text{Combinaisons fondamentales.}$$

$$\begin{cases} G + Q + E_{xy} \\ 0,8G + E_{xy} \end{cases} \Rightarrow \text{Combinaisons accidentelles.}$$

Pour les poteaux

$$\begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases} \Rightarrow \text{Combinaisons fondamentales.}$$

$$\begin{cases} G + Q + E_{xy} \\ G + Q + 1,2E_{xy} \end{cases} \Rightarrow \text{Combinaisons accidentelles.}$$

8.2. Vérifications des poutres principales :

Les poutres principales sont constituées par des profilés en IPE450 et sont sollicitée par les actions suivantes :

combinaison	$M_{sd}(KN.m)$	$V_{sd}(KN)$
ELU	383,76	248,59
ELS	272,69	176
G+Q+E	278,11	187
0,8G±E	196,39	131,31

Tableau 8.1 : Différents combinaisons d'action sur la poutre principale la plus sollicitée

Les valeur M_{sd} V_{sd} sont obtenues a partir de logiciel de calcul des structures ETABS

On voit clairement que les sollicitations aux états limites ultimes sont les plus importants.

8.2.1. Vérification de la condition de résistance:

$$M_{pl Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{1705 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 550,25 \text{ KN} \quad \text{Moment résistant plastique}$$

$$M_{pl Rd} = 550,25 \text{ KN.m} > M_{sd} = 383,76 \text{ KN.m}$$

Condition de résistance à la flexion est vérifiée.

8.2.2. Vérification à l'effort tranchant:

$$V_{pl Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_m} = 3582 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1,1} = 668,24 \text{ kN}$$

$$V_{pl Rd} = 668,25 \text{ KN} > V_{sd} = 248,59 \text{ KN}$$

Condition de résistance au cisaillement est vérifiée.

8.2.3 Vérification au déversement:

IL faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b Rd}$

Avec:

M_{sd} : le moment sollicitant

$M_{b Rd}$: la resistance de calcul d'un element non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale a:

$$M_{b Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec:

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{section classe 1}$$

$$w_{pl} = 1701,8 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2})} \leq 1$$

χ_{LT} : est le coeficient de réduction pour le déversement

Ou : $\phi_{LT} = [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$

α_{LT} : facteur d'imperfection profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w \times w_{pl.y} \times \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : moment critique elastique de deversement donné par la formule suivante

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{k \cdot l^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k^2}{k_w^2} \right) \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{k \cdot l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot Z_j)^2 \right\}$$

Avec :

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

$$z_j = 0 \text{ section doublement symétrique}$$

$$k = 1 ; k_w = 1 \text{ pour des appuis simples}$$

$$I_z = 1676 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_w = 791 \times 10^9 \text{ mm}^6 \quad I_t = 66,87 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$G = 82000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad c_1 = 1,29 \quad c_2 = 1,56 \quad c_3 = 0,75$$

Application numérique :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 1676 \times 10^4}{10000^2} \times \left[\sqrt{\frac{7918 \times 10^9}{1676 \times 10^4} + \frac{1500^2 \cdot 82000 \cdot 66,87 \times 10^4}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1676 \times 10^4}} \right]$$

$$M_{cr} = 11787 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{1 \times 1701 \cdot 10^3 \times \frac{355}{1,17 \cdot 10^{10}}} = 0,22$$

$$\lambda_{LT} = 0,22 > 0,4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de tenir compte le déversement.

Le profilé en IPE450 vérifie tous les conditions de résistance et de stabilité donc on peut l'admettre comme poutre principale.

8.3. Vérification de la poutre console:

Les poutres consoles sont constituées par des profilés en IPE360 et sont sollicitée par les actions suivantes :

$$\begin{cases} M_{sd} = 256,3 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 172,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

8.3.1. Vérification de la condition de résistance:

$$M_{pl Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{1019 \times 355 \times 10^{-3}}{1,1} = 328,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl Rd} \dots \dots \dots \text{la condition de résistance à la flexion est vérifiée.}$$

8.3.2. Vérification au cisaillement:

$$V_{pl Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_0}} = 2393 \times 186,5 = 446,29 \text{ KN}$$

$$V_{pl Rd} = 446,29 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 172,8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{la condition de résistance au cisaillement est vérifiée.}$$

8.3.3. Vérification au déversement:

IL faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b Rd}$

Avec:

M_{sd} : le moment sollicitant

$M_{b Rd}$: la resistance de calcul d'un element non maintenu latéralement au déversement , elle être prise égale a:

$$M_{b Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec:

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{section classe 1}$$

$$W_{pl} = 1019,1 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2})} \leq 1$$

χ_{LT} : est le coeficient de réduction pour le déversement .

Ou : $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$

α_{LT} : facteur d'imperfection profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique elastique de deversement donné par la formule suivante:

$$M_{cr} = c_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{k \cdot l^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k^2}{k_w^2} \right) \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{k \cdot l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (c_2 \cdot Z_g - c_3 \cdot Z_j)^2 \right\}$$

Avec :

$$Z_g = Z_a - Z_s = 0$$

$$Z_j = 0 \text{ section doublement symetrique}$$

$$k = 0,7 ; k_w = 1 \text{ pour des appuis encastré libre}$$

$$I_z = 1043 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_w = 313,6 \times 10^9 \text{ mm}^6 \quad I_t = 37,32 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$G = 82000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad c_1 = 2,092 \quad c_2 = 2 \quad c_3 = 1,47$$

Application numérique :

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1043 \times 10^4}{3000^2} \times \left[\sqrt{\frac{0,49 \cdot 313,6 \times 10^9}{1 \cdot 1043 \times 10^4} + \frac{3000^2 \times 82000 \times 37,32 \times 10^4}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 1043 \times 10^4}} \right]$$

$$M_{cr} = 387,8 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{1 \times 484 \cdot 10^3 \times \frac{355}{387 \times 10^6}} = 0,96$$

$\lambda_{LT} = 0,96 > 0,4 \Rightarrow$ il faut vérifier le déversement

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,96 - 0,2) + 0,96^2] = 0,92$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,92 + \sqrt{0,92^2 - 0,96^2})} = 0,8$$

$$M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,8 \times 1019 \times 355 \times 10^3}{1,1} = 294,2 \text{ kN.m}$$

$M_{bRd} > M_{sd}$ Condition vérifiée.

8.4. Vérifications des poteaux:

Ils sont comprimés et fléchis dans les deux plans donc il faut satisfaire la condition suivante :

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y sd}}{W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z sd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{M1}} \right] \leq 1$$

Ou :

$$K_y = 1 - (\mu_y \times N_{sd} / \chi_y \times A \times f_y)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + [(W_{ply} - W_{ely}) / W_{ely}]$$

$$K_z = 1 - (\mu_z \times N_{sd} / \chi_z \times A \times f_y)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{Mz} - 4) + [(W_{plz} - W_{elz}) / W_{elz}]$$

χ_{min} : Est la plus petite valeur de χ_z χ_y .

χ_z χ_y Sont les coefficients de réduction.

β_{My} β_{Mz} : sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion et leur valeur sont tirées à partir du CCM97.

8.4.1. Vérification du poteau HEM400 (bloc B) :

Les actions appliquées sur le poteau le plus sollicité de bloc B sont présentée dans le tableau suivant :

combinaisons	$N_{sd} (KN)$	$M_{sd y}$	$M_{sd z}$
ELU	5517	8,01	111,86
G+Q+E	5528	9,6	507,71
G+Q+1,2E	7550,13	11,5	603,38

Tableau 8.2 : Différents combinaisons d'action sur le poteau le plus sollicitée (blocB)

- Longueur de flambement : $L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,5 = 2,45 \text{ m}$
- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{245}{7,4} = 33,1$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{245}{217,88} = 11,29$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ Plan de flambement xoy Axe de flambement z-z

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec } \lambda_1 = 93,9\epsilon \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,66$$

$$\Rightarrow \lambda_1 = 62$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{32,84}{62} = 0,53 > 0,2 \quad \text{il faut vérifier le flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{432}{307} = 1,4 > 1,2 \\ t_f = 40\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement c} \Rightarrow \chi_z = 0,88$$

Axe de flambement z – z

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm εε	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEM400	256	325,8	432	307	40	104100	19340	4820	1934	17,88	7,4

Tableau 8.3 : caractéristiques du poteau HEM400.

$$\mu_z = 0,53 \times (3,6 - 4) + [(1934 - 1260)/1260] = 0,32$$

$$K_z = 1 - \frac{0,32 \times 7550}{0,88 \times 307 \times 35,5} = 0,27$$

$$\left[\frac{N_{c\ sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z\ sd}}{W_{pl\ z} \times f_y / \gamma_{M1}} \right] = \frac{7550,13}{0,88 \times 235,8 \times 35,5 / 1,1} + \frac{0,27 \times 603,38}{1934 \times 35,5 / 1,1} = 1,03 > 1$$

Condition non vérifié il faut augmenter la section du profilé

On propose un profilé HEM500

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm εε	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEM500	256	383,8	432	307	40	161900	19150	7094	1932	17,88	7,49

Tableau 8.4 : caractéristiques du poteau HEM500.

- Longueur de flambement : $L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,5 = 2,45\ m$
- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{245}{7,46} = 32,84 \quad \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{245}{21,69} = 11,29$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ Plan de flambement xoy Axe de flambement z-z

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec } \lambda_1 = 93,9 \epsilon \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,66 \quad \Rightarrow \lambda_1 = 62$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{32,84}{62} = 0,52 > 0,2 \quad \text{il faut vérifier le flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{524}{306} = 1,7 \\ t_f = 40\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement } c \Rightarrow \chi_z = 0,88$$

Axe de flambement z - z

$$\mu_z = 0,52 \times (3,6 - 4) + [(1932 - 1252)/1252] = 0,3$$

$$K_z = 1 - \frac{0,3 \times 7550}{0,88 \times 383 \times 35,5} = 0,18$$

$$\left[\frac{N_{c\ sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z\ sd}}{W_{pl\ z} \times f_y / \gamma_{M1}} \right] = \frac{7550,13}{0,88 \times 383,8 \times 35,5/1,1} + \frac{0,18 \times 603,38}{1932 \times 35,5/1,1}$$

$$\Rightarrow 0,61 + 0,17 < 1$$

Le profilé HEM500 vérifie la condition de flambement par flexion.

Après la vérification des différents poteaux de Bloc A et B on a opté pour des nouveaux profilés.

8.4.2. Sections des poteaux après vérification :

Les poteaux	section	
	Bloc A	Bloc B
1 ^{er} sous-sol → 1 ^{er} entre sol	HEM650	HEM500
2 ^{er} entre sol → 4 ^{eme} entre sol	HEM500	HEM450
RDC → 2 ^{eme} étage	HEM450	HEM240
3 ^{eme} étage → 5 ^{eme} étage	HEM360	HEM280
6 ^{eme} étage → 8 ^{eme} étage	HEM240	HEM200

Tableau 8.5 : sections poteaux après vérification.

8.5. Vérification des Contreventements :

Le système de contreventement d'une ossature de bâtiments assure la stabilité latérale de celui-ci contre les sollicitations horizontale.

Ce système comporte des contreventements verticaux dont la fonction est de reporter les sollicitations horizontales au niveau des fondations.

Les contreventements verticaux sont généralement des palées de stabilité en ossature métalliques.

Pour notre construction on a opté pour un système de triangulation en X dans les deux sens transversal et longitudinal pour le bloc B et en V dans le sens longitudinal pour le ploc A.

Les efforts internes dans les barres des contreventements les plus sollicités sont résumés dans le tableau suivant :

	direction	Effort de traction $N_{t\ sd} (KN)$	Effort de compression $N_{c\ sd} (KN)$
Palée en X	X	1433,6	1082,19
Palée en X	Y	966,76	711,91
Palée en V	Y	1129,34	909,52

Tableau 8.6 : Les efforts internes max dans les barres de contreventement les plus sollicité

Après l'étude de plusieurs types et dispositions de contreventement dans l'étude dynamique on a utilisé des sections en

2UPN200 $\Rightarrow$ palée en (X)

2UPN200 $\Rightarrow$ palée en (V)

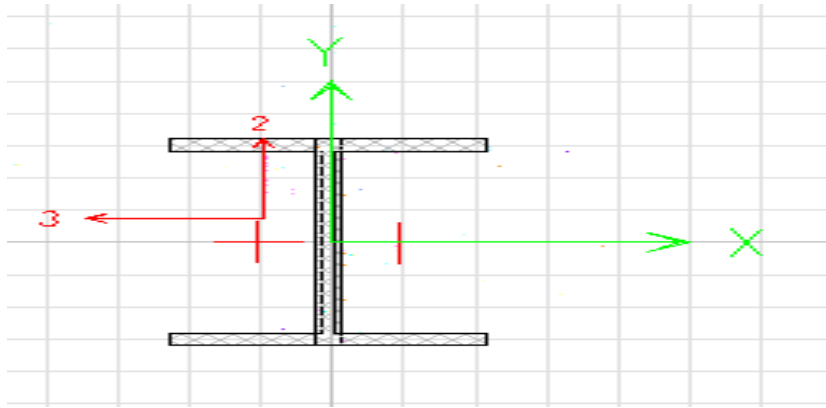


Figure 8.1 : schéma d'un profilé 2UPN200

8.5.1. Type 1 palée en X :

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm εε	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
2UPN200	58,8	64,5	200	155	11,5	3822.16	968.52	458.315	119.406	7.7	3.9

Tableau 8.7 : caractéristiques des profilés 2UPN200

8.5.1.1. Vérification à la traction :

Longueur d'une barre :

$$L = \sqrt{6^2 + 3,5^2} = 7m$$

$$\text{condition de verification} \quad N_{t\,sd} \leq N_{t\,Rd}$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée $N_{t\,sd} = 1433,6\,KN$

$$N_{t\,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,5 \times 35,5}{1,1} = 2289,75\,KN$$

$$N_{t\,Rd} = 2289,75\,KN \leq N_{t\,sd} = 1433,6\,KN \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

8.5.1.2. Vérification à la compression :

Condition de vérification : $N_{c,Ed} \leq N_{b,Rd}$ avec $N_{c,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$

$$N_{c,Ed} = 1082,19$$

- Longueur de flambement :

$$\text{La longueur } L \quad L = \sqrt{6^2 + 3,5^2} = 7m$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 10 = 4,9 m$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{490}{7,7} = 63,63 \qquad \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{490}{13,2} = 35,25$$

$$\lambda_z > \lambda_y \quad \Rightarrow \quad \text{Plan de flambement } xoy \quad \text{Axe de flambement } z-z$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec} \quad \lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,66 \quad \Rightarrow \lambda_1 = 62$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{63,63}{62} = 1,01 > 0,2 \quad \text{il faut verifier le flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{155} = 1,29 > 1,2 \\ t_f = 11,5mm < 40mm \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement } b \Rightarrow \chi = 0,6$$

Axe de flambement z - z

$$N_{c,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \text{Avec} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section classe 1}$$

$$N_{c,Rd} = 0,6 \times \frac{64,5 \times 35,5}{1,1} = 1248,95 KN$$

$$N_{c,Rd} > N_{s,Rd} \quad \text{condition verifié}$$

8.5.2. Type 2 palées en V :**8.5.2.1. Vérification à la traction :**

Longueur d'une barre :

$$L = \sqrt{10^2 + 3,5^2} = 10,6m$$

$$\text{condition de verification} \quad N_{t\,sd} \leq N_{t\,Rd}$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée $N_{t\,sd} = 1129,34 \text{ KN}$

$$N_{t\,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,5 \times 35,5}{1,1}$$

$$N_{t\,Rd} = 2289,75 \text{ KN} > N_{t\,sd} = 1129,34 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

8.5.2.2. Vérification à la compression :

$$\text{Condition de vérification : } N_{c\,sd} \leq N_{b\,Rd} \quad \text{avec} \quad N_{c\,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Longueur de flambement :

$$\text{La longueur } L \quad L = \sqrt{10 + 3,5^2} = 10,6 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7L = 0,7 \times 10 = 7,42 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{742}{7,7} = 96,36 \quad \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{742}{13,2} = 56,21$$

$$\lambda_z > \lambda_y \quad \Rightarrow \quad \text{Plan de flambement } xoy \quad \text{Axe de flambement } z-z$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec} \quad \lambda_1 = 93,9\epsilon \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,66 \quad \Rightarrow \lambda_1 = 62$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{96,36}{62} = 1,4 > 0,2 \quad \text{il faut verifier le flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{200}{155} = 1,29 > 1,2 \\ t_f = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{courbe de flambement } b \Rightarrow \chi = 0,4$$

Axe de flambement z - z

$$N_{c\,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section classe 1}$$

$$N_{c\,Rd} = 0,6 \times \frac{64,5 \times 35,5}{1,1} = 915,9 \text{ KN}$$

$$N_{c\,Rd} > N_{c\,sd} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

CHAPITRE 9: ETUDE DES ASSEMBLAGES

9.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- □ Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

9.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et/ou adhérence.

Dans notre étude, l'assemblage **boulonné** est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage de démontage facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

9.3. Les assemblages boulonnés :

Les moyens d'assemblage boulonnés sont de trois types :

- ✓ Le rivetage et le boulonnage par boulons ordinaires.
- ✓ Le boulonnage par boulons à haute résistance.
- ✓ Les assemblages par « riveboulons ».

Dans notre projet on a utilisé le boulonnage par boulons ordinaire pour les assemblages articulés. Dans ce type d'assemblages le boulon joue le rôle d'obstacle entre les pièces assemblées d'où il travaille au cisaillement. Les assemblages par boulons ordinaires permettent un déplacement relatif des pièces de la première mise en charge, puis à chaque retournement d'effort, s'il s'en produit, et par boulon à haute résistance pour les assemblages rigide.

9.4. Caractéristiques mécanique des boulons :

Les classes de boulons sont définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité σ_{eb} et de 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 $\sigma_R (daN/mm^2)$	40	32	50	50	60	80	100	120
Limite d'élasticité $\sigma_{eb} (daN/mm^2)$	24	32	30	40	48	64	90	108

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 9.1 : Caractéristiques des boulons.

9.5. Principe de Calcul des assemblages :

9.5.1. Hypothèse de calcul :

Les assemblages peuvent être calculés en répartissant les efforts internes de la façon plus rationnelle, sous réserve que :

- Les efforts internes considérés soient en équilibre avec les sollicitations appliquées aux assemblages.
- Les déformations résultant de cette répartition restent dans les limites des capacités de déformation des éléments d'attache ou des soudures, ainsi que des éléments assemblés.

9.5.2. Positionnement des trous pour les boulons :

Le positionnement des trous des boulons doit permettre de se prémunir contre la corrosion et le voilement local et doit faciliter la mise en place de ces éléments d'attache. Le positionnement des trous doit également être tel que soit respecté le domaine de validité des formules utilisé pour déterminer les résistances de calcul des boulons et des rivets. On effectue les vérifications suivantes :

			Assemblage	
			Pla extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e1	$\geq$		$1,2d_0^{(1)}$	$1,2d_0^{(1)}$
	$\leq$		$12t \text{ ou } 150 \text{ mm}^{(2)} (\text{max})$	$12t \text{ ou } 150 \text{ mm}^{(2)} (\text{max})$
Pince transversale e2	$\geq$		$1,5d_0^{(3)}$	$1,5d_0^{(3)}$
	$\leq$		$12t \text{ ou } 150 \text{ mm}^{(2)} (\text{max})$	$12t \text{ ou } 150 \text{ mm}^{(2)} (\text{max})$
Entraxe p1	File extérieur	$\geq$	$2,2d_0^{(4)}$	$2,2d_0^{(4)}$
	Elément comprimé	$\leq$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$
	File intérieure	$\geq$	$2,2d_0^{(4)}$	$2,2d_0^{(4)}$
	Elément comprimé	$\leq$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$
	File extérieur	$\geq$	$2,2d_0^{(4)}$	$2,2d_0^{(4)}$
	Elément tendue	$\leq$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$
	File intérieure	$\geq$	$2,2d_0^{(4)}$	$2,2d_0^{(4)}$
	Elément tendu	$\leq$	$28t \text{ ou } 400 \text{ mm}^{(5)} (\text{min})$	$28t \text{ ou } 400 \text{ mm}^{(5)} (\text{min})$
Entraxe p2	Elément comprimé	$\geq$	$3d_0^{(7)}$	$3d_0^{(7)}$
		$\leq$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$	$14t \text{ ou } 200 \text{ mm}^{(6)} (\text{min})$
	Elément tendu	$\geq$	$3d_0^{(7)}$	$3d_0^{(7)}$

Tableau 9.2: Résumé pour le positionnement des trous des boulons.

d_0 : Diamètre du trou.

t : Épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur.

(1) Cette valeur minimale de pince doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale.

(2) La plus grande des deux valeurs.

(3) Cette pince peut être réduite à, à condition que la résistance de calcul à la pression diamétrale soit réduite en conséquence.

(4) Cette distance doit être augmentée s'il est nécessaire d'obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale.

(5) La plus petite des deux valeurs.

(6) La plus petite des deux valeurs.

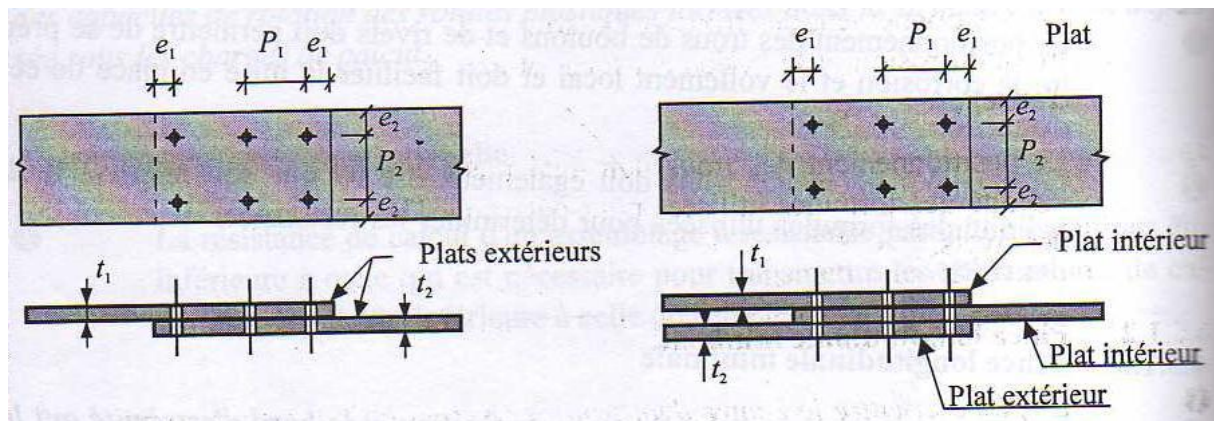


Figure 9.1 : Disposition des boulons.

9.5.3. Assemblages travaillant au cisaillement ou en traction :

Le calcul et la conception des assemblages boulonnés sollicités au cisaillement ou en traction doivent correspondre à l'une des catégories suivantes :

Catégorie	Critère	Remarque
Assemblages travaillant au cisaillement		
A : Assemblage travaillant à la pression diamétrale.	$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.sd} \leq F_{b.Rd}$	Précontrainte non requise
B : Assemblages résistant au glissement à l'état limite de service	$F_{v.sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite de service
C : Assemblage résistant au glissement à l'état limite ultime	$F_{v.sd} \leq F_{s.Rd}$ $F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$	Boulons HR précontraints Pas de glissement à l'état limite ultime.
Assemblages travaillant en traction		
D : Boulons non précontraints	$F_{t.sd} \leq F_{t.Rd}$	Précontrainte non requise
E : Boulons précontraints.	$F_{t.sd} \leq F_{t.Rd}$	Boulons HR précontraints.

Tableau 9.3 : Catégories d'assemblages boulonnées.

Notations :

$F_{v.sd.ser}$: Effort de cisaillement de calcul exercé par boulon à l'ELS ;

$F_{v.sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'ELU ;

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

$F_{b.Rd}$: Résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$F_{s.Rd.ser}$: Résistance de calcul au glissement par boulon à l'ELS ;

$F_{s.Rd}$: Résistance de calcul au glissement par boulon à l'ELU ;

$F_{t.sd}$: Effort de traction de calcul par boulon à l'ELU ;

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

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

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

9.5.4. Résistances de calcul des boulons :

➤ Résistance au cisaillement :

Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon :

✓ pour les classes 4.6, 5.6, 6.6, et 8.8 :

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

✓ pour les classes 4.8, 5.8, 6.8, et 10.9 :

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

si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon:

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

➤ Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{ou} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

➤ Résistance en traction :

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

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.

➤ La résistance au glissement :

Si un assemblage résistant au glissement et soumis à un effort de traction F_t s'ajoutant à l'effort de cisaillement F_v qui tend à provoquer le glissement, la résistance au glissement par boulon doit être calculée selon les formules ci-après :

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

$F_{p.cd}$: Est la précontrainte de calcul donnée par :

$$F_{p.cd} = 0,7 f_{ub} \cdot A_s$$

μ : est le coefficient de frottement.

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

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

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

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

n : est le nombre d'interfaces de frottement.

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

$\gamma_M = 1,25$ pour ELU .

9.6. Calcule d'assemblage poutre solive:

Le choix s'est porté sur des boulons ordinaires de classe 4.6 et de diamètre $\phi = 14mm$ et l'assemblage est fait par des cornières.

Les sollicitations : $V_{sd} = 50,25 kN$

9.6.1. Disposition constructive :

➤ Distance entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2mm = 16mm .$$

$$t = \min(t_{w(poutre)}; t_{w(solive)}) = \min(6,2; 9,4) \Rightarrow t = 6,2mm .$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) mm \Rightarrow 35,2mm \leq p_1 \leq 86,8mm \Rightarrow p_1 = 60mm .$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) mm \Rightarrow 48mm \leq p_2 \leq 91mm \Rightarrow p_2 = 80 mm .$$

➤ Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 19,2mm \leq e_1 \leq 68mm \Rightarrow e_1 = 40mm$$

➤ Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 24mm \leq e_1 \leq 68mm \Rightarrow e_2 = 40mm$$

On prend le nombre de boulon $n = 4$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

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

Poutre IPE 240

Poutre IPE 450

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 240\text{mm} \\ \text{largeur } b = 120\text{mm} \\ \text{épaisseur de l'âme } t_w = 6,2\text{mm} \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 9,8\text{mm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 450\text{mm} \\ \text{largeur } b = 190\text{mm} \\ \text{épaisseur de l'âme } t_w = 9,4\text{mm} \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 14,6\text{mm} \end{array} \right.$$

Limite d'élasticité : $f_y = 355\text{N/mm}^2$

Résistance ultime en traction : $f_u = 510\text{N/mm}^2$

Cornière 80×80×8.

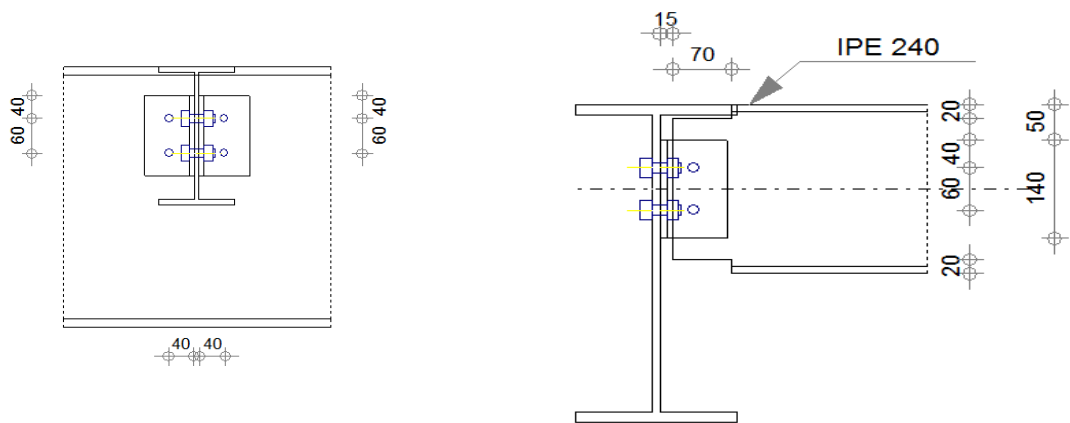


Figure 9.2 : Détail de l'assemblage poutre IPE450 solive IPE240

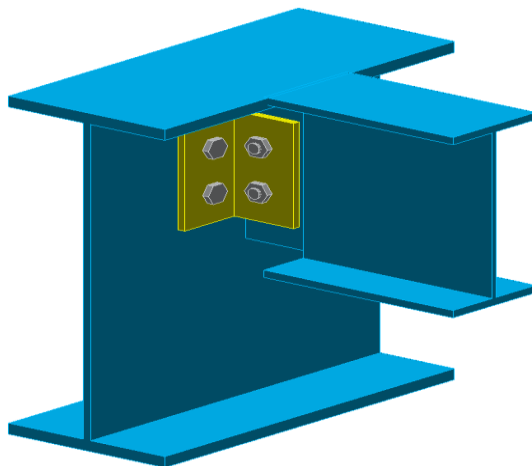


Figure 9.3 : 3D de l'assemblage poutre solive

9.6.2. Vérification de l'assemblage :**9.6.2.1. Résistance au cisaillement des boulons :**

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

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd(total)}}{4} = 12,56 \text{ KN} \quad (\text{effort de cisaillement par boulon})$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \cdot 400 \cdot 10^{-3} \cdot 115}{1,25} = 22,08 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 12,56 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 22,08 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

9.6.2.2. Résistance ultime de calcul au cisaillement des pièces assemblées :

Il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance efficace $V_{eff.Rd}$ au cisaillement du bloc par :

$$V_{eff.Rd} = \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} A_{v.eff}$$

Où :

$A_{v.eff}$: est l'aire efficace de cisaillement.

$$A_{v.eff} = t \cdot L_{v.eff} \quad \text{avec} \quad L_{v.eff} = \min[L_v + L_1 + L_2; L_3]$$

$$L_1 = \min(e_1; 5d)$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot (f_u / f_y)$$

$$L_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \cdot (f_u / f_y)$$

$$K = 0,5 \quad (\text{pour une seule rangée de boulons}).$$

$$d_0 = 16 \text{ mm} \quad (\text{diamètre des trous}).$$

❖ Vérification du cisaillement de bloc dans l'aile de la cornière:

$$L_1 = \min(e_1; 5d) = \min(40; 70) = 40 \text{ mm}$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (45 - 0,5 \times 16) \times \left(\frac{510}{355}\right) = 52,91 \text{ mm}$$

$$L_3 = (p_1 + 2e_1 - n \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = (60 + 80 - 45,76) = 154,4 \text{ mm}$$

$$L_{v.eff} = \min[p_1 + L_1 + L_2; L_3] = 152,91 \text{ mm}$$

$$A_{v.eff} = t_w \cdot L_{v.eff} = 1223,3 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff.Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v,eff}$$

$$V_{sd} = 51 \text{ KN} \leq V_{eff.Rd} = 228 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

❖ **Vérification du cisaillement de bloc dans l'âme de la poutre:**

$$L_1 = \min(e_1; 5d) = 40 \text{ mm}$$

$$L_2 = (e_2 - k \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = 52,91$$

$$L_3 = (p_1 + a_1 + a_2 - n \cdot d_0) \cdot \left(\frac{f_u}{f_y}\right) = 297 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = \min[p_1 + L_1 + L_2; L_3] = 152,91 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t_w \cdot L_{v,eff} = 152,91 \times 6,2 = 947,98 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff.Rd} = \frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} A_{v,eff}$$

$$V_{sd} = 51 \text{ KN} \leq V_{eff.Rd} = 176 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

9.6.3. Pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{ou} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 12,56 \text{ KN} \quad (\text{effort de cisaillement de calcul par boulon}).$$

$$\begin{cases} t_{cornière} = 8 \text{ mm} \\ t_{poutre} = 9,4 \\ t_{solive} = 6,2 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow t = \min[6,2; 9,4; 8] \Rightarrow t = 6,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{40}{48}; \frac{60}{48} - \frac{1}{4}; \frac{400}{510}; 1 \right] \Rightarrow \alpha = 0,78$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,78 \cdot 510 \times 14 \times 6,2}{1,25} = 69 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 69 \text{ KN} \geq F_{v,sd} = 12,56 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

9.7. Calcule Assemblage Poteau (HEM500) – poutre (IPE450) :

Soit l'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité (à une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$)
Le choix s'est porté sur des boulons de haute résistance de classe 10.9 et de diamètre $\phi = 20 \text{ mm}$.

$$\text{Les sollicitations : } \begin{cases} V_{sd} = 262,28 \text{ KN} \\ M_{sd} = 129 \text{ KN.m} \end{cases}$$

9.7.1 Disposition constructive :**➤ Distance entre axes des boulons :**

$$d_0 = d + 2mm = 22 \text{ mm} .$$

$$t = \min(t_{w(poutre)}; t_{w(poteau)}) = \min(9,4; 21) \Rightarrow t = 9,4mm .$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \Rightarrow 48,4mm \leq p_1 \leq 131,6mm \Rightarrow p_1 = 90 \text{ mm} .$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 131mm \Rightarrow p_2 = 90mm .$$

➤ Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow 21,6mm \leq e_1 \leq 200mm \Rightarrow e_1 = 155mm$$

➤ Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow 24mm \leq e_2 \leq 68mm \Rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

On prend le nombre de boulon $n = 6$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$$\begin{cases} d = 20mm \\ d_0 = 22mm \\ A = 245mm^2 \\ A_s = 314mm^2 \end{cases} \quad M10.9 \quad \begin{cases} f_{yb} = 900 \text{ MPA} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPA} \end{cases}$$

Poutre IPE 450**Poutre HEM 500**

$$\begin{cases} \text{hauteur } h = 450mm \\ \text{largeur } b = 190mm \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 9,4mm \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 14mm \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{hauteur } h = 524mm \\ \text{largeur } b = 306mm \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 21mm \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 40mm \end{cases}$$

Limite d'élasticité : $f_y = 355N/mm^2$

Résistance ultime en traction : $f_u = 510N/mm^2$

➤ platine d'extrémité 490 x 230 x 20 :

$$\begin{cases} \text{hauteur } h_p = 490mm \\ \text{largeur } b_p = 230mm \\ \text{épaisseur } t_p = 20mm \end{cases}$$

➤ **dimension de la soudure (poutre platine):**

Semelle $a_s = 0.7 t_f = 0.7 \times 14 = 9,8\text{mm} \rightarrow$ on prend $a_s = 15\text{mm}$

Ame $a_a = 0.7 t_w = 0.7 \times 9,4 = 6,58\text{mm} \rightarrow$ On prend $a_a = 10\text{mm}$

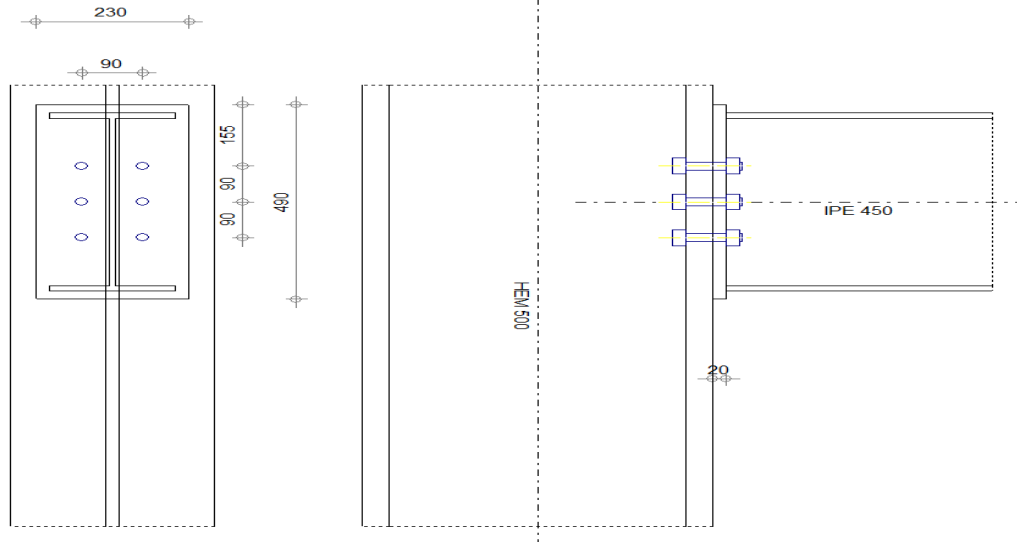


Figure 9.4 : Détails assemblage Poteau HEM500 poutre IPE450

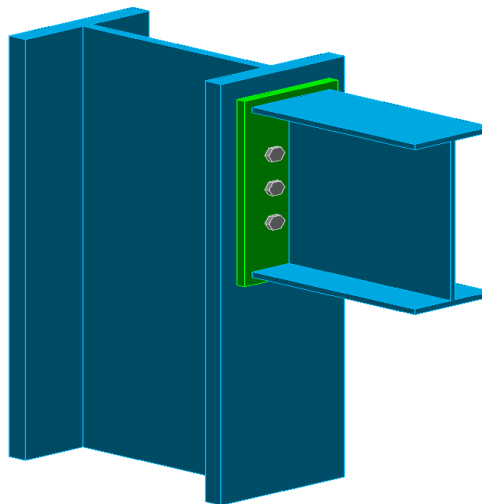


Figure 9.5 :3D de l'assemblage poteau poutre

9.7.2. Vérification l'assemblage:

9.7.2.1 .Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent, en outre, satisfaire à la condition suivante :

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

Les distances d_i : $d_1 = 315mm$; $d_2 = 225mm$; $d_3 = 135mm$

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$F_{t.sd} = \frac{129 \times 0,315}{0,45}$$

$$F_{t.sd} = 90,33KN.m$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{262,28}{6} = 43,71KN$$

$$F_{t.sd} = 90,33KN.m$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 98 KN$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,25} = 176,4 KN$$

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{F_{t.Rd}} = \frac{32,71}{98} + \frac{90,33}{1,4 \times 176}$$

$$0,78 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

9.7.2.2 .Résistance au glissement:

$F_{p.cd} = 0,7f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 1200 \cdot 245 \Rightarrow F_{p.cd} = 205,8 KN$ Précontrainte de calcul de boulon

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

$$F_{s.Rd} = \frac{0,3 \times 2(205,8 - 0,8 \cdot 112)}{1,25} = 55,22KN$$

$$F_{v.sd} = 43,71 \leq F_{s.Rd} = 55,22 \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

9.7.2.3 Pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{ou} \quad \alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{6} = 43,71KN \quad (\text{effort de cisaillement de calcul par boulon}).$$

$$\begin{cases} t_{platine} = 20mm \\ t_{poutre} = 9,4 \\ t_{poteau} = 21mm \end{cases} \Rightarrow t = \min[21; 9,4; 20] \Rightarrow t = 9,4mm$$

$$\alpha = \min \left[\frac{60}{66}; \frac{60}{66} - \frac{1}{4}; \frac{355}{510}; 1 \right] \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,66 \cdot 510 \cdot 14 \cdot 9,4}{1,25} = 158,2KN$$

$$F_{b.Rd} = 158,2KN \geq F_{v.sd} = 43,71KN \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

9.8. Calcul des pieds de poteaux :

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastré dans les deux sens longitudinal et transversal.

9.8.1. Dimensionnement de la plaque d'appuis :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau

9.8.1.1. Choix des cordons de soudures :

Poteau HEM500

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 524mm \\ \text{largeur } b = 306mm \\ \text{épaisseur de l'ame } t_w = 21mm \\ \text{épaisseur de la semelle } t_f = 40mm \end{array} \right.$$

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 t_f = 0,7 \times 21 = 14,7mm \rightarrow \text{On prend } a_s = 20mm$$

$$\text{Ame : } a_a = 0,7 t_w = 0,7 \times 40 = 28mm \rightarrow \text{On prend } a_a = 30mm$$

9.8.1.2. Surface de la platine :

$$a \geq 524 + (2 \times 30) = 600 \text{ mm}$$

$$b \geq 306 + (2 \times 20) = 500 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a = 600mm \\ b = 500mm \end{cases}$$

$$N_{sd} = 7550,12 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 603 \text{ kN.m}$$

On suppose que l'épaisseur de la platine $t = 30 \text{ mm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma \leq \sigma_b$$

$$\sigma = \left(\frac{N}{a * b} \right) + \left(\frac{M}{I * V} \right) = \left(\frac{75500}{60 * 50} \right) + \left(\frac{60300}{\frac{60*50^3}{12} * \frac{500}{2}} \right) = 47,16 \text{ daN/cm}^2$$

Béton dosé à 350 kg/m³ de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma = 47,16 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

9.8.2. Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \leq \left(\frac{N}{8} \right) = \frac{75500}{8} = 9437,5 \text{ daN}$$

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison G + Q + 1.2 E

g_c : Dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

$$l_1 = 20\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

$$r = 3\Phi$$

$$D'où : 15.94 \Phi^2 - 12.96 \Phi - 9437,5 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 28,85 \text{ mm}$$

On choisi alors 8 tiges d'un diamètre $\Phi 30$

Condition d'équilibre du B.A.E.L

$$\frac{N}{8} \leq F_A = \pi \tau_{su} \Phi l_1$$

$$\tau_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{tj} = 0.6 \times 1 \times 2.1 = 1.26 \text{ MPa}$$

(φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses $\varphi_s = 1$)

$$F_A = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 = 71215,2 \text{ daN}$$

$$F_A = 71215,2 \text{ daN} \gg 9437,5 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifié}$$

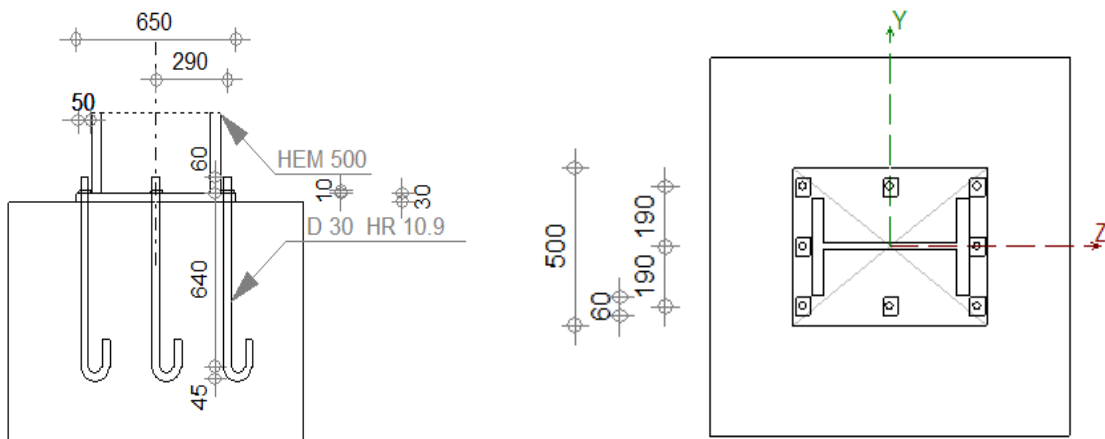


Figure 9.6 : Détail de jonction poteau-fondation

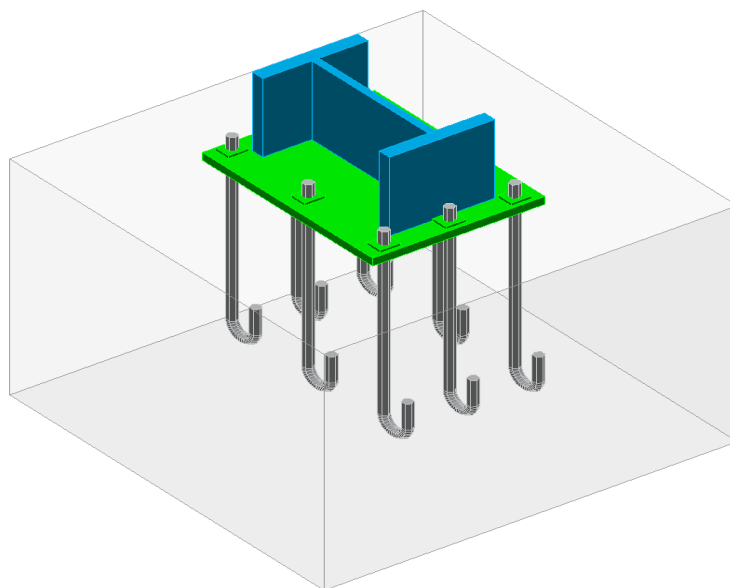


Figure 9.7 : Vue 3D de la jonction poteau-fondation

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations.

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie (ferraillage).

10.2. Caractéristiques des matériaux :

10.2.1. Béton :

Résistance caractéristique de calcul $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

a)- Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ Mpa} = 14.16 \text{ daN/mm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa} = 2.1 \text{ daN/mm}^2$$

b)- Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

c)- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.15 = 18.48 \text{ MPa}.$$

10.2.2. Acier :

Acier H.A.:

- Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}.$$

- Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 400 = 267 \text{ MPa}.$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}.$$

10.3. Choix et type de fondations :

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{Semelle}} / S_{\text{Bâtiment}} < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} = 30 \text{ t/m}^2$$

$$N_{\text{ser}} = 23848,32 \text{ t (d'après ETABS)}$$

$$\text{D'où : } S = 794,94 \text{ m}^2$$

10.4. Vérification du chevauchement :

$$\text{On a : la Surface totale du bâtiment : } S_b = 1080 \text{ m}^2$$

Faisant le rapport S_s / S_b , on déduit :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela :

Nous adoptons un radier général.

Le radier est:

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semelle mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

10.5. Pré dimensionnement du radier (bloc A) :

10.5.1. La hauteur du radier :

$$\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} = 30 \text{ t/m}^2$$

10.5.1.1. Formule empirique :

$$h \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} ; \text{ avec } l_{\text{max}} = 10 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{1000}{10} = 100 \text{ cm} \quad h \geq 100 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 100 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adoptons une épaisseur du radier $h = 100 \text{ cm}$.

10.5.1.2. Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} l_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 10m$).

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164,19 \text{ kg/cm}^2$.

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier (bande de 1m).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 3 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times l_{max}}{\pi}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 10}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 3}{32164,19}}$$

$$h_r \geq 0.77m$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 77 \text{ cm}$.

Le choix final :

L'épaisseur qui répond aux deux conditions citées ci avant est : **$h = 100\text{cm}$**

10.5.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{ser}/S) \geq \sigma_{adm}$$

$$\text{D'où : } S \geq N_{ser} / \sigma_{adm}$$

$$N = 23848,32t ; \sigma_{sol} = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{min} = 794,94\text{m}^2.$$

L'emprise totale du bâtiment est de : $(36.30) = 1080 \text{ m}^2$.

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

Calcul du D (débordement):

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

Soit : $D = 50\text{cm}$

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Nous adopterons un débord de 50cm sur toute la périphérie du radier.

Soit un radier de 1147 m^2 (37×31).

10.5.3. Vérification du radier (bloc A) :**10.5.3.1. Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 152227 \times 0.1 + (1) (1147) (2,5)$$

$$W = 18090,2t$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1t/m^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2,3$ m).

S_r : Surface du radier ($S_r = 1147m^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 2,3 \times 1147 = 3957,15t$$

$$\alpha \gamma h S_r = 3957,15t < 18090,2t$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

10.5.3.2. Vérification au non poinçonnement :

On doit vérifier :

$$N \leq 0,045 \mu_x \times f_{c28} \times h$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen ;

h : L'épaisseur du radier ;

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E) ;

$$\mu_x = 2 (L + b + 2.h_{\text{radier}}) ;$$

L ; b : Dimensions de voile ;

$$\mu_x = 2 (6 + 0,4 + 2 \times 1) = 16,8 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_x . f_{c28} . h = 0,045 . 16,8 . 25 . 1 = 18,9 \text{ MN}$$

$$N = 17092,5 \text{ KN} = 17,092 \text{ MN}$$

$$N \leq 18,9 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

10.5.3.3. Vérification à la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h_r = 0,9 \text{ m.}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 18090,2t + 1,5 \times 1000$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{N_u \times b \times l}{S_{rad} \times 2} = \frac{25921,78 \times 1 \times 10}{1147 \times 2} = 112,99t$$

$$\tau_u = \frac{112,99}{0,9} = 125,55t / m^2 = 1,255 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,255 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

10.6. Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical (bloc A):

10.6.1. Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité du radier :

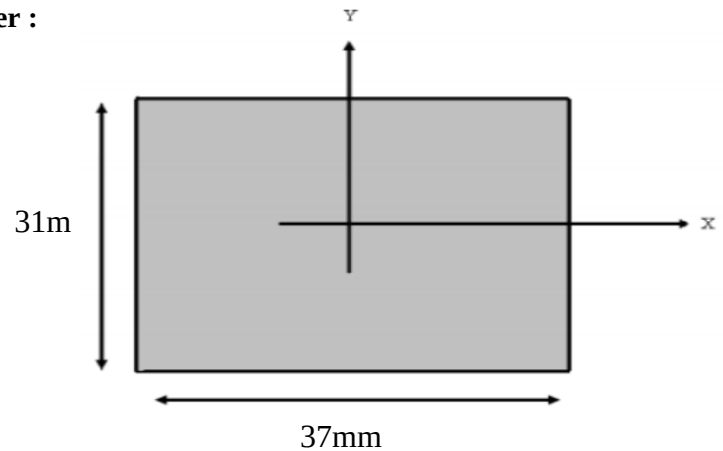
$XG = 18,5 \text{ m}$

$YG = 15,5 \text{ m}$

Les inerties sont :

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 91855,58 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 130853,58 \text{ m}^4$$



10.6.2. Vérification des contraintes du sol :

Figure 10.1: Schéma du radier général

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \mp \frac{M}{I} y \leq 1,5 \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

10.6.2.1. Vérifications au non soulèvement des fondations (0,8 G±E) :

Sens x-x :

N (KN)	S (m2)	M (KN,m)	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	Xg (m)	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (KN/m}^2\text{)}$
22145,12	1147	24653,51	91855,58	18,5	24,272	14,341	21,789

Tableau 10.1 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m

$$\sigma_m = 21,789 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m2)	M (KN,m)	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	Yg (m)	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \text{ (KN/m}^2\text{)}$
22365,25	1147	16543,36	130853,58	15,5	21,458	17,539	20,478

Tableau 10.2 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m

$$\sigma_m = 20,478 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

10.6.2.2. Vérification de la compression (G + Q + E) :**Sens x-x :**

N (KN)	S (m2)	M (KN,m)	Iy (m ⁴)	Xg (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
38265,65	1147	82541,56	91855,58	18,5	49,985	16,737	41,673

Tableau 10.3 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m

$$\sigma_m = 41,673 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m2)	M (KN,m)	Iy (m ⁴)	Yg (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
38261,25	1147	62110,54	130853,58	15,5	40,714	26,000	37,035

Tableau 10.4 : Valeur de σ_1 σ_2 σ_m

$$\sigma_m = 37,035 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

10.6.2.3. Conclusion :

La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

10.7. Ferraillage du radier (bloc A) :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les voiles longitudinaux et transversaux et les poutres noyées dans ce dernier.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergé en eau douce.

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

μ_x ; μ_y : sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \times M_x$; $M_{ty} = 0,75 \times M_y$).

-Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \times M_x$; $M_{ay} = 0,5 \times M_y$).

10.7.1. Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes.

ELU:

$$S = 1147 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{259217,89}{1147} = 225,99 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_{ser} = \frac{N_s}{S} = \frac{178472,34}{1147} = 155,59 \text{ KN/m}^2$$

10.7.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (6x10) m² :

10.7.2.1 Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU $v = 0$.

Lx	Ly	Lx/Ly	Sens x				Sens y			
			μ_x	Mx KN.m	Mtx KN.m	Ma KN.m	μ_y	My KN.m	Mty KN.m	Ma KN.m
6	10	0,6	0,077	626,44	469,83	313,22	0,337	211,11	158,33	105,55

Tableau 10.5: Calcul des efforts à L'ELU

Les efforts à L'ELS $v = 0,2$.

Lx	Ly	Lx/Ly	Sens x				Sens y			
			μ_x	Mx KN.m	Mtx KN.m	Ma KN.m	μ_y	My KN.m	Mty KN.m	Ma KN.m
6	10	0,6	0,062	347,27	260,45	173,63	0,59	204,88	153,66	102,44

Tableau 10.6: calcul des efforts à L'ELS

10.7.2.2 Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de caractéristique suivant :

$b=100\text{m}$; $h=100\text{m}$; $d'=10\text{cm}$; $d=90\text{cm}$.

a- sens-x:

- Travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{469,83}{260,45} = 1,80$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{469,83 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 90^2 \cdot 14,16} = 0,040$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \cdot \gamma - 0,1776 = 0,436$$

$$\mu_{bu} = 0,040 \leq \mu_{lu} = 0,436 \quad \text{donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,040}) = 0,052$$

$$\alpha = 0,052 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

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

$$Z_b = 0,90(1 - 0,4 \cdot 0,052) = 0,881$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{469,83 \cdot 10^{-3}}{0,88 \cdot 348} = 15,32 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA16** avec : $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot 100 \cdot 90 \cdot \frac{2,1}{400}; \frac{100 \cdot 90}{1000} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \{10,86; 9\} = 10,86$$

$$A_s = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \text{condition vérifié}$$

- Appuis:

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{313,22}{173,63} = 1,80$$

$$\mu_{bu} = 0,027; \mu_{lu} = 0,436$$

$$\mu_{bu} = 0,027 \leq \mu_{lu} = 0,436 \quad \text{donc } A_s' = 0$$

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

$$\alpha = 0,034$$

$$\alpha = 0,034 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

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

$$Z_b = 0,887$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{313,22 \cdot 10^{-3}}{0,887 \cdot 348} = 10,13 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \{10,86; 9\} = 10,86$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \dots \quad \text{condition vérifié}$$

b- sens-y:

- travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{158,33}{153,66} = 1,03$$

$$\mu_{bu} = 0,013; \mu_{lu} = 0,1736$$

$$\mu_{bu} = 0,013 \leq \mu_{lu} = 0,1736 \quad \text{donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,017 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

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

$$Z_b = 0,893$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{158,33 \cdot 10^{-3}}{0,893 \cdot 348} = 5,09 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $A_s=12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \text{condition vérifié}$$

- appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{105,55}{102,44} = 1,03$$

$$\mu_{bu} = 0,009; \mu_{lu} = 0,1736$$

$$\mu_{bu} = 0,009 \leq \mu_{lu} = 0,1736 \quad \text{donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,011$$

$$\alpha = 0,011 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

$$Z_b = 0,895$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{105,55 \cdot 10^{-3}}{0,895 \cdot 348} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $A_s=12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \dots \quad \text{condition vérifié}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Sens		Description des barres
x-x	travée	8HA16
	appui	8HA14
y-y	travée	8HA14
	appui	8HA14

Tableau 10.7 : Résultats de calcul du ferrailage bloc A

10.7.2.3. Les armatures transversales :

Espacement :

D'après le BAEL l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L; 40\text{cm}; a + 10\text{cm} \} = \{ 15,1,6; 40\text{cm}; 30,6 + 10\text{cm} \}$$

$$S_t \leq 24\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

10.7.2.3. Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé a une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

Ferrailage du débord :

$$b = 1\text{m} ; h = 1\text{m} ; d = 0,9\text{m} ; l = 0,5\text{m}$$

$$q_u = 225,99 \text{ KN/ m}^2$$

$$q_{ser} = 155,59 \text{ KN/ m}^2$$

$$f_{bc} = 14,16\text{MPa}$$

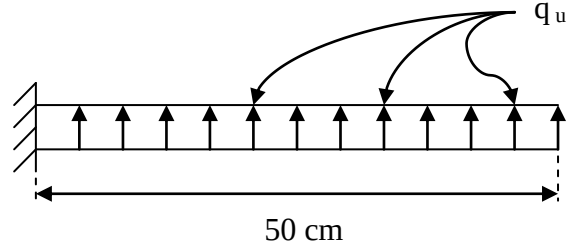


Figure10.2: Poussée des terres sur le débord

- Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 18,56 \text{ KN.m}$$

M_u (MN.m)	μ_b	α	Z (m)	A_s (cm ²)
0,028	0,019	0,024	0,891	7,24

Tableau 10.8 : Ferrailage du débord à L'ELU

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}}$$

Tel que :

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s_{min}} = \max \{ 10,86; 9 \} = 10,86$$

$$A_s = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}}$$

Choix des barres du débord : **8HA14** ($A_s = 12,06\text{cm}^2$)

10.8. Pré dimensionnement du radier (bloc B) :

10.8.1. La hauteur du radier :

10.8.1.1. Formule empirique :

$$h \geq \frac{l_{max}}{10} ; \text{ avec } l_{max} = 9,05\text{m}$$

$$h = 90,5\text{cm}$$

10.7.1.2. Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} l_{max}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times l_{max}}{\pi} \right)^4 \frac{3K}{E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 9,05}{\pi} \right)^4 \frac{3 \times 3}{32164,19}} \quad h_r \geq 0,67\text{m}$$

Le choix final :

L'épaisseur qui répond aux deux conditions citées si avant est : **$h = 100\text{cm}$**

10.8.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{\text{ser}}/S) \geq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\text{D'où: } S \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{adm}}$$

$$N = 38428,35\text{t}$$

$$\text{Donc : } S_{\text{min}} = 1280,94\text{m}^2.$$

$$\text{L'emprise totale du bâtiment est de : } (36.48) = 1728\text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

Calcul du D (débordement):

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

Soit un radier de 1813 m^2 (37×49).

10.8.3. Vérification à l'effet de sous pression :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 142350 \times 0.1 + (1) (1813) (2,5)$$

$$W = 18767,5\text{t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 2,3 \times 1813 = 3957,15\text{t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 6254,85\text{t} < 18767,5\text{t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 160300 \times 0.1 + (1) (1813) (2,5)$$

$$W = 20562,5\text{t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 2,3 \times 1813 = 3957,15\text{t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 6254,85\text{t} < 20562,5\text{t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

10.8.4. Vérification au non poinçonnement :

$$N = 17991,5\text{KN} = 17,991\text{MN};$$

$$N \leq 18,9\text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

10.8.5. Vérification à la contrainte de cisaillement :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 18767,5\text{t} + 1,5 \times 1000$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{N_u \times b \times l}{S_{\text{rad}} \times 2} = \frac{26836,12 \times 1 \times 10}{1813 \times 2} = 74,01\text{t}$$

$$\tau_u = \frac{74,01}{0,9} = 82,23\text{t/m}^2 = 0,822\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,822\text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 20562,5t + 1,5 \times 1000$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{N_u \times b \times l}{s_{rad} \times 2} = \frac{29259,37 \times 1 \times 10}{1813 \times 2} = 80,69t$$

$$\tau_u = \frac{80,69}{0,9} = 89,659t/m^2 = 0,896Mpa$$

$$\tau_u = 0,896Mpa < \overline{\tau_u} = 1,25 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

10.9. Vérification des contraintes du sol (bloc B):

10.9.1 Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité du radier :

$$XG = 18,5 \text{ m}$$

$$YG = 24,5 \text{ m}$$

Les inerties sont :

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 362751,08 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = 206833,08 \text{ m}^4$$

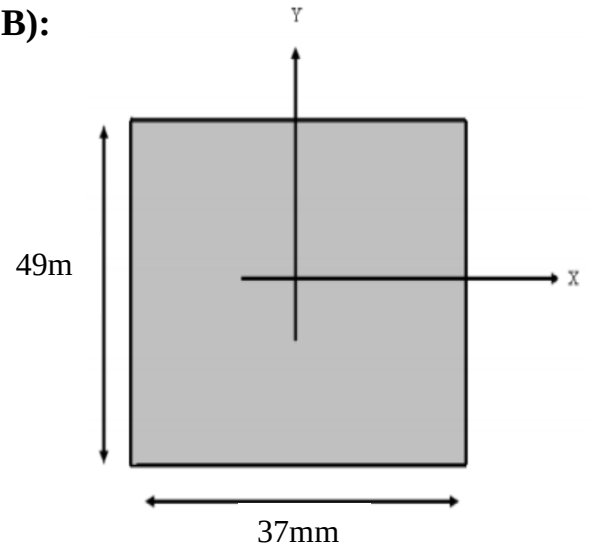


Figure 10.3: Schéma du radier general

10.9.2 Vérification des contraintes du sol :

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{s_{rad}} \mp \frac{M}{I} y \leq 1,5 \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

10.9.2.1. Vérifications au non soulèvement des fondations (0,8 G ± E) :

Sens x-x :

N (KN)	S (m2)	M (KN,m)	I _x (m ⁴)	Xg (m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
37316,34	1813	28164,25	362751,08	18,5	22,019	19,146	21,300

Tableau 10.9 : Valeur de σ₁ σ₂ σ_m

$$\sigma_m = 21,300 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m2)	M (KN,m)	I _y (m ⁴)	Yg (m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
32167,59	1813	24464,25	206833,08	24,5	20,640	14,844	19,191

Tableau 10.10 : Valeur de σ₁ σ₂ σ_m

$$\sigma_m = 19,191 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

10.9.2.2. Vérification de la compression (G + Q + E) :**Sens x-x :**

N (KN)	S (m ²)	M (KN.m)	I _y (m ⁴)	X _g (m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
34976,64	1813	75284 ,98	362751,08	18,5	23,131	15,452	27,961

Tableau 10.11 : Valeur de σ₁ σ₂ σ_m

$$\sigma_m = 27,961 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

N (KN)	S (m ²)	M (KN.m)	I _y (m ⁴)	Y _g (m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)
34134,21	1813	82457,58	206833,08	24,5	28,599	9,060	23,699

Tableau 10.12 : Valeur de σ₁ σ₂ σ_m

$$\sigma_m = 23,699 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

10.9.2.3. Conclusion :

La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

10.10. Ferrailage du radier (bloc B):**10.10.1. Evaluation des charges et surcharges :**

Les valeurs des charges ultimes.

ELU:

$$S = 1813 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{292593,7}{1813} = 163,38 \text{ KN/ m}^2$$

ELS:

$$q_{ser} = \frac{N_s}{S} = \frac{261507,12}{1813} = 144,24 \text{ KN/ m}^2$$

10.10.2. Calcul du ferrailage :Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (9,05.6) m² :**10.10.2.1 Détermination des efforts :**

Les efforts à L'ELU v = 0.

L _x	L _y	L _x /L _y	Sens x				Sens y			
			μ _x	M _x KN.m	M _{tx} KN.m	M _a KN.m	μ _y	M _y KN.m	M _{ty} KN.m	M _a KN.m
6	9,05	0,66	0,078	458,77	344,07	229,38	0,338	155,06	116,29	77,53

Tableau 10.13: Calcul des efforts à L'ELU

Les efforts à L'ELS $v = 0,2$.

Lx	Ly	Lx/Ly	Sens x				Sens y			
			μ_x	Mx KN.m	Mtx KN.m	Ma KN.m	μ_y	My KN.m	Mty KN.m	Ma KN.m
6	9,05	0,66	0,057	295,98	221,98	147,99	0,64	189,42	142,06	94,71

Tableau 10.14: calcul des efforts à L'ELS

10.10.2.2 Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de caractéristique suivant :

$b=100\text{m}$; $h=100\text{m}$; $d'=10\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

a- sens-x:

- travée

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{344,07}{221,98} = 1,55$$

$$\mu_{bu}=0,029; \mu_{lu}=0,35$$

$$\mu_{bu}=0,029 \leq \mu_{lu}=0,35 \quad \text{donc } As'=0$$

$$\alpha=0,038$$

$$\alpha=0,038 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

$$Z_b=0,886$$

$$As = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{344,07 \cdot 10^{-3}}{0,886 \cdot 348} = 11,15 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $As=12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$As_{\min} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft_{28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$As_{\min} = \max \left\{ 0,23 \cdot 100 \cdot 90 \cdot \frac{2,1}{400}; \frac{100 \cdot 90}{1000} \right\}$$

$$As_{\min} = \max \{ 10,86; 9 \} = 10,86$$

$$As = 12,32 \text{ cm}^2 > As_{\min} \quad \text{condition vérifié}$$

- Appui

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{229,38}{147,99} = 1,54$$

$$\mu_{bu}=0,019 ; \mu_{lu}=0,347$$

$$\mu_{bu}=0,019 \leq \mu_{lu}=0,347 \quad \text{donc } As'=0$$

$$\alpha=0,023$$

$$\alpha=0,023 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

$$Z_b=0,891$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{229,38 \cdot 10^{-3}}{0,89 \cdot 348} = 7,39 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \text{condition vérifié.}$$

b- sens-y:

- travée

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{116,29}{142,06} = 0,81$$

$$\mu_{bu} = 0,01; \mu_{lu} = 0,10$$

$$\mu_{bu} = 0,01 \leq \mu_{lu} = 0,10 \quad \text{donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,012$$

$$\alpha = 0,012 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

$$Z_b = 0,89$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{116,29 \cdot 10^{-3}}{0,89 \cdot 348} = 3,73 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \text{condition vérifié.}$$

- Appui

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{77,53}{94,71} = 0,81$$

$$\mu_{bu} = 0,006; \mu_{lu} = 0,098$$

$$\mu_{bu} = 0,006 \leq \mu_{lu} = 0,098 \quad \text{donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,007$$

$$\alpha = 0,007 < 0,259 \quad \dots \quad \text{le pivot A}$$

$$Z_b = 0,897$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{77,53 \cdot 10^{-3}}{0,893 \cdot 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons le ferrailage suivant: **8HA14** avec : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \text{condition vérifié.}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage :

Sens		Description des barres
x-x	travée	8HA14
	appui	8HA14
y-y	travée	8HA14
	appui	8HA14

Tableau 10.15 : Résultats de calcul du ferrailage bloc B

10.10.2.3. Les armatures transversales :

Espacement :

D'après le BAEL l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40\text{cm}; a + 10\text{cm}\} = \{15,1,6; 40\text{cm}; 30,6 + 10\text{cm}\}$$

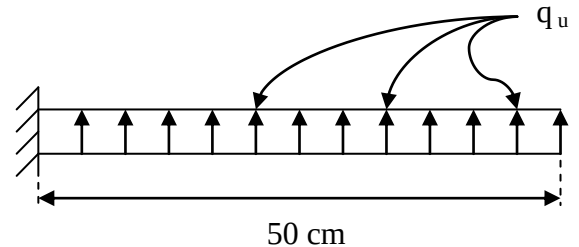
$$S_t \leq 24\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

10.9.2.4. Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé a une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

**Ferrailage du débord :**

$$b = 1\text{m} ; h = 1\text{m} ; d = 0,9\text{m} ; l = 0,5\text{m}$$

$$q_u = 163,38\text{KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = 144,24\text{KN/m}^2$$

- Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 18,56\text{KN.m}$$

M_u (MN.m)	μ_b	α	Z (m)	A_s (cm ²)
0,028	0,014	0,017	0,893	5,25

Tableau 10.16 : Ferrailage du débord à L'ELU

Figure10.4: poussée des terres sur le débord

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s_{min}}$$

Tel que :

$$A_{s_{min}} = \max\left\{0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

$$A_{s_{min}} = \max\{10,86; 9\} = 10,86$$

$$A_s = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}}$$

Choix des barres du débord : **8HA14** ($A_s = 12,32 \text{ cm}^2$)

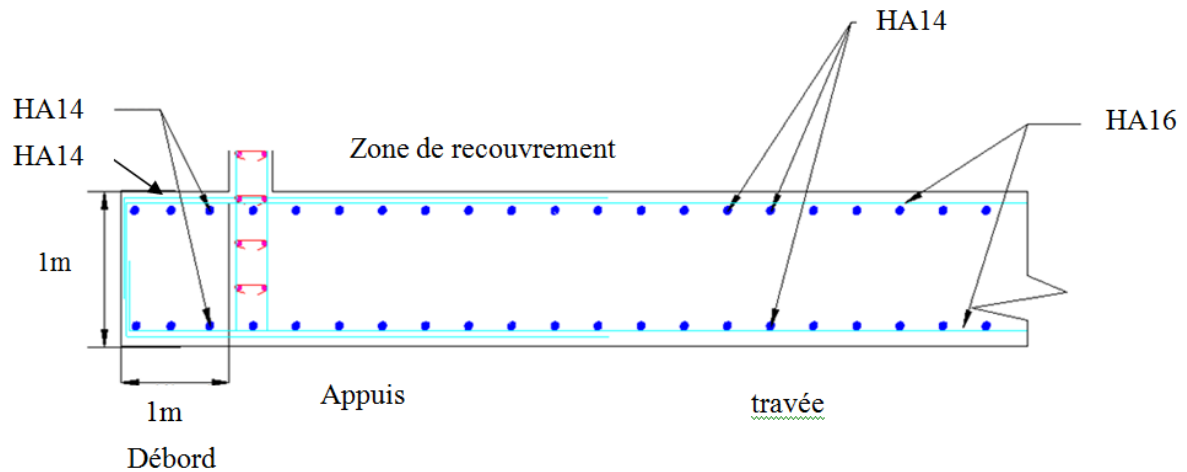


Figure 10.5 : Schémas du ferrailage du bloc A (sens-x)

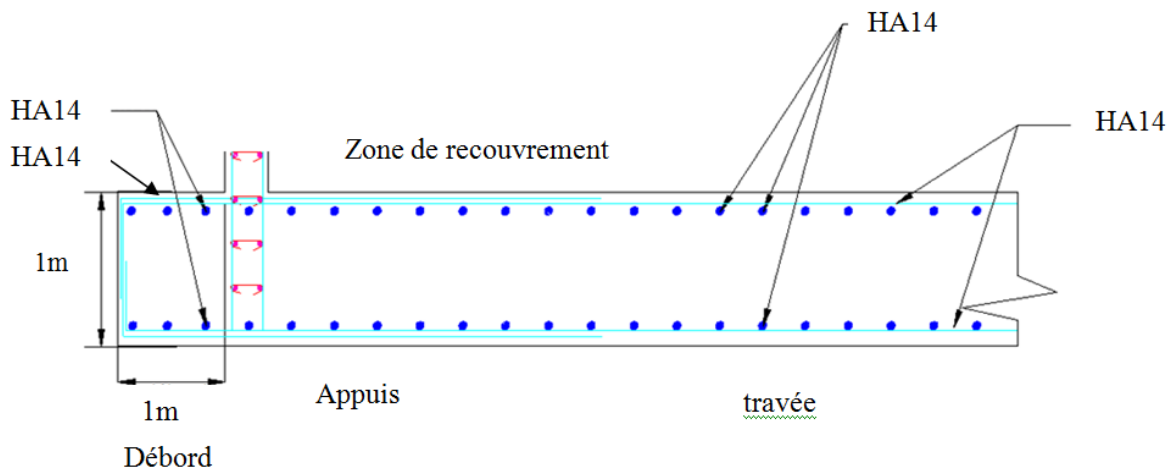


Figure 10.6 : Schémas du ferrailage du bloc B (sens-x)

CONCLUSION :

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 connaître les actions les plus extrême à prendre au sérieux, qui sont l'action du vent qui est le cas défavorable sur les portiques ; aussi pour la disposition des contreventements on a constaté qu'elle présente un facteur beaucoup plus important que la quantité des matériaux à placer dans une structure et elle a un rôle déterminant dans le comportement vis-à-vis du séisme pour cela l'architecte et l'ingénieur, doivent collaborer afin de naître un ouvrage qui respecte, conjointement, une conception parasismique judicieuses et bien efficace.

A la fin de ce modeste travail, il nous a été permis d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet grand et réel.

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 travail de conception faisable tout en restant dans un contexte économique acceptable.

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.

BILBIOGRAPHIE

Charges et surcharges DTR BC2.2 MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

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

Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

.

RESUME :

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage commercial et administratif, qui contient deux blocs de forme irrégulière en charpente métallique, utilisant le règlement algérien. Il s'agit d'un nouveau siège de Falcon Motors à Ouled Fayet (Alger).

Ce projet est élaboré par plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharge, l'étude climatique (vent, neige) selon RNVA99, le dimensionnement des différents éléments, étude dynamique selon RPA99 en utilisant le logiciel ETABS V9.7, vérification des éléments puis l'assemblage de la structure selon le règlement CCM97 manuellement, et enfin l'étude des fondations.

Mots clés :

Construction, acier, résistance, stabilité, RNVA99, RPA99V2003, EUROCODE3, ETABS V9.7.

SUMMARY:

This final project study is to investigate a building for commercial and administrative use, which contains two blocks of irregularly shaped metal frame, using the Algerian regulations; it is about a new headquarters of Falcon Motors in Ouled Fayet (Algiers).

This project is elaborated with various steps ; primarily the assessment of charges and overloading, the climate study (wind, snow) according to RNVA99, the dimensioning of different elements, dynamic study according to RPA99 using ETABS V9.7 software, elements verification then the structure assembly according to Regulation CCM99 manually, and finally the study of foundations.

Keywords:

Construction, steel, strength, stability, , RNVA99, RPA99V2003, EUROCODE3, ETABS V9.7.

ملخص:

هذا المشروع يتمثل في دراسة مبنى تجاري وإداري، يحتوي على كتلتين غير منتظمة الشكل بإطار معدني وذلك باستخدام التسوية الجزائرية و يتمثل في مقر جديد لـ في أولاد فايت (الجزائر العاصمة) .

تمت دراسة هذا المشروع من خلال عدة مراحل، وكان أولهم تقييم الأحمال والحمل الزائد. دراسة المناخ (الرياح والثلوج) وفقا 99 RNVA .

، والتحجيم لمختلفة العناصر ، ودراسة ديناميكية وفقا لـ : RPA99 باستخدام البرمجيات ETABS V.97 التحقق من كل العناصر ثم دراسة تجميع العناصر حسب القاعدة 99 CCM يدوية. وأخيرا دراسة الأسس.

كلمات مفتاحية:

بناء معدن، مقاومة، استقرار، ETABS V9.7, EUROCODE3, RPA99V2003, RNVA99 .