

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I.1 Présentation de l'ouvrage :.....	2
I.1.1 Introduction :.....	2
I.1.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	2
I.1.3 Conception architecturale :.....	3
I.2 Présentation des règlements techniques :.....	4
I.3 Matériaux utilisés :.....	4
I.3.1 Acier :.....	4
I.3.2 Béton :	5
I.3.3 Acier de ferrailage :.....	5
I.3.4 Assemblages :.....	5
CHAPITRE II : EVALUATION DES CHARGES	
Introduction	6
II.1. Charges permanentes :.....	6
II.1.1. Plancher	6
II.1.2. Mur extérieure :	7
II.1.3. Acrotère :.....	7
II.1.4. Escaliers :	7
II.2. Surcharges d'exploitation :.....	8
II.3. Surcharges climatiques :.....	8
II.3.1. La neige :.....	8
II.3.2. Le vent :.....	8
CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
III.1. Pré- dimensionnement des poutrelles.....	21
III.1.1.Plancher terrasse :.....	21
III.1.2 Etage courant :	23
III.2.Les poutres :	23
III.2.1. Poutre principale de rive terrasse:	23
III.2.2 Poutre principale étage courant :	26
III.2.3 Poutre intermédiaire terrasse :	26
III.2.4 Poutre intermédiaire étage courant :	28
III.3 Les poteaux	28

III.3.1 Poteau central :	28
III.3.2 Poteau de rive :	29

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction	32
IV.2 Choix de la méthode de calcul :	32
IV.3 Principe de la méthode	32
IV.4 Spectre de réponse de calcul	32
IV.5 Modélisation de la structure :	34
IV.6 Vérification de l'étude sismique aux conditions du RPA99/2003 :	36
IV.6.1 Vérification des modes :	36
IV.6.2 Vérification de la masse :	38
IV.6.3 Vérification de la période :	38
IV.6.4 Vérification de forces sismiques à la base :	39
IV.6.5 Vérification des déplacements :	40

CHAPITRE V : ETUDE DES ESCALIERS ET DU PLANCHER

V.1. Etude des escaliers.....	42
V.1.1. Pré dimensionnement des escaliers :	42
V.1.2. Charges à prendre en considération :	42
V.1.3. Dimensionnement des supports de marches :	43
V.1.4. Vérification de résistance de la section :	43
V.1.5. Dimensionnement du limon :	43
V.1.6. Vérification du limon :	44
V.2. Etude du plancher	44
V.2.1. Introduction :	44
V.2.2. Calcul de plancher mixte :	45
V.2.3. Calcul des contraintes de flexion :	46
V.2.5. Contraintes additionnelles de retrait :	48
V.2.6. Etude des connecteurs :	49
V.2.7. Vérification des conditions :	51
V.2.8. Calcul de la distance entre les connecteurs :	51
V.2.9. Calcul du ferrailage	52
V.2.10. Vérification de l'effort tranchant	56

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

VI.1. Dimensionnement des poutres principales :	57
VI.1.1. Poutre principale de rive :	57
VI.1.2. Poutre principale centrale :	59
VI.2. Dimensionnement des poteaux :	62
VI.2.1. Poteau de rive :	62
VI.2.2. Poteaux centraux :	63

VI.3. Dimensionnement des contreventements :.....	64
VI.3.1. Introduction :.....	64
VI.3.2. Vérification de la résistance :.....	64

CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES

INTRODUCTION :.....	65
VII.1. Liaison poteau-poutre :.....	65
VII.2. Liaison poutrelle-poutre.....	68
VII.2.1. Choix du Gousset :.....	68
VII.2.2. Dispositions constructives :.....	68
VII.3. Assemblage poteau-poteau :.....	70
VII.3.1. dimensionnement des couvre-joints de la semelle:	71
VII.3.2. Résistance les boulons des semelles :.....	71
VII.3.3. Résistance à la pression diamétrale :.....	72
VII.4. Les pieds de poteaux.....	73
VII.5. Assemblage contreventement :.....	76
VII.5.1. Soudure gousset-poteau :.....	76
VII.5.2. Disposition constructive.....	76

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction:	79
VIII.2. Choix du type de fondation	79
VIII.2.1. Semelle isolée :	80
VIII.2.2. semelles filantes.....	80
VIII.2.3. Calcul du radier général.....	81
VIII.3. Pré dimensionnement du radier	81
VIII.3.1. Selon la condition d'épaisseur minimale.....	81
VIII.3.2. Selon la condition forfaitaire	81
VIII.4. Détermination des efforts :	82
VIII.5. Détermination de la surface nécessaire du radier	82
VIII.6. Vérifications	82
VIII.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :	82
VIII.6.2. Vérification au poinçonnement :	82
VIII.6.3. Vérification de l'effort de sous pression	83
VIII.7. Calcul du Ferrailage de la dalle.....	85
VIII.7.1. Ferrailage suivant Lx (En travée) :	85
VIII.7.2. Ferrailage suivant Ly (En travée) :	85
VIII.7.2. Ferrailage en appui :.....	85
VIII.8. Vérification :.....	85
VIII.9. Calcul du Ferrailage de la nervure:	86
VIII.9.1. Ferrailage longitudinal à l'ELU :	86
VIII.9.2. Vérification à l'ELS :.....	88

CHAPITRE IX : COMPARAISON

IX.1. Introduction :	89
IX.2. Construction En Charpente Métallique :	89
IX.2.1. Les Eléments de La Construction Métallique :	89
IX.2.2. Les Avantages de La Construction Métallique :	90
IX.2.3. Les inconvénients de La Construction Métallique :	91
IX.2.4. Estimation de coût :	91
IX.2.5 Estimation de délai « charpente métallique » :	92
IX.3. Construction en béton armé :	92
IX.3.1. Les avantages de la construction en béton :	93
IX.3.2. Les Inconvénients de la construction en béton :	93
IX.3.3. Estimation de coût pour béton armé:	93
IX.3.4 Estimation de délai « charpente métallique » :	94
IX.4. comparaison :	94

Liste des figures

Figure I 1: Plan de situation	2
Figure I 2 : Plan de la façade.....	3
Figure I 3: Etage courant	4
Figure II 1: plancher terrasse.....	6
Figure II 2: mur extérieur	7
Figure II 3: Acrotère.....	7
Figure II 4: Façade postérieure.....	9
Figure II 5: Façade principale	9
Figure II 6: Vue en plan	9
Figure II 7: Répartition de la pression dynamique.....	11
Figure II 8: Découpage de zone de pression	13
Figure II 9: Coefficient de pression extérieure.....	13
Figure II 10: Découpage de zone de pression « toiture »	14
Figure II 11: Coefficient « Cpe» pour la toiture.....	15
Figure III 1: Espacement entre poutrelles	21
Figure III 2: représentation des poutres de rive.....	23
Figure III 3: Surface porté par poteau central	28
Figure III 4: surface porté par poteau de rive.....	29
Figure IV 1 :réponse spectral selon RPA	34
Figure IV 2 :présentation 3D sur SAP2000	35
Figure IV 3: mode 1 translation suivant Y	36
Figure IV 4: mode 2 translation suivant X.....	37
Figure IV 5: mode 3 rotation suivant Z.....	37
Figure V 1: présentation du plancher collaborant	45
Figure V 2: présentation des contraintes dans la section du plancher.....	47
Figure V 3: Représentation des notations	50
Figure V 4: La distance entre les connecteurs.....	52
Figure VII 1 :Assemblage poutrelle-poutre.	68
Figure VII 2: Disposition des boulons	69
Figure VII 3: Assemblage poteau-poteau.....	70
Figure VII 4 :Positionnement des tiges	75
Figure VII 5:Assemblage poteau-contreventement.....	77
Figure VIII 1: semelle isolé.....	80
Figure VIII 2: Moment: M11«ELU»	84
Figure VIII 3: Moment: M22«ELU»	84
Figure VIII 4: Les dimensions de la nervure.....	86

Liste des tableaux

Tableau I 1: Caractéristiques des nuances d'acier.	5
Tableau II 1: tableau récapitulatif des résultats de calcul.	12
Tableau II 2: Coefficient de pression extérieure	13
Tableau II 3: Coefficient « Cpe » pour la toiture	15
Tableau II 4 : Valeurs de « Zone A ,A' ».....	16
Tableau II 5 : Valeurs de « Zone B',B ».....	16
Tableau II 6: Valeurs de « Zone C ».....	17
Tableau II 7 : Valeurs de « Zone D ».....	17
Tableau II 8: Valeurs de « Zone E ».....	18
Tableau II 9: la pression du vent direction 1 sur paroi.....	19
Tableau II 10: la pression du vent direction 1 sur Toiture	19
Tableau II 11: la pression du vent direction 2 sur paroi.....	20
Tableau II 12: la pression du vent direction 2 sur la toiture.....	20
Tableau III 1: Caractéristiques du profilé IPE 180.	22
Tableau III 2: combinaisons des charges	24
Tableau III 3: Caractéristiques du profilé IPE 220.	24
Tableau III 4: combinaisons des charges	26
Tableau III 5: Caractéristiques du profilé IPE 300.	27
Tableau III 6: tableau des charges sollicitant	30
Tableau III 7: profilés retenus pour les poteaux centraux	31
Tableau III 8: profilés retenus pour les poteaux de rive.....	32
Tableau IV 1:condition de masse	38
Tableau IV 2:Résultante des forces sismiques à la base.	40
Tableau IV 3: Les déplacements résultants sens X.	41
Tableau IV 4: Les déplacements résultants sens Y.	41
Tableau V 1: section d'acier pour travée et appuis	55
Tableau VI 1 :Caractéristiques géométriques du profile IPE 240.....	57
Tableau VI 2:Caractéristiques géométriques du profilé IPE 300.....	59
Tableau VI 3: vérification des profilés trouver dans le pré-dimensionnement	62
Tableau VI 4: profilés des poteaux de rive utilisé.....	63
Tableau VI 5: vérification des profilés trouver dans le pré-dimensionnement	63
Tableau VI 6: les profilés utilisé pour les poteaux central.	64
Tableau VI 7: caractéristiques géométriques du profilé L70x10.	65

INTRODUCTION :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jours, la construction connaît un grand essor dans la plus parts des payes, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine de bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis –à-vis des aléas naturelle tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tel que : l'explosion, les chocs ou autre phénomène.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

CHAPITRE I

« GENERALITES »

I.1 Présentation de l'ouvrage :

I.1.1 Introduction :

Notre projet consiste à l'étude et la comparaison d'une structure en charpente métallique et en béton armé, d'un bâtiment (**R+10**) à usage d'habitation.

Notre ouvrage est implanté à « GUE DE CONSTANTINE » wilaya d'Alger, qui est classé selon le RPA/version 2003 comme une zone de forte sismicité (III), et selon RNV99 zone de vent zone I, zone de neige (B), et zone de sable(0).

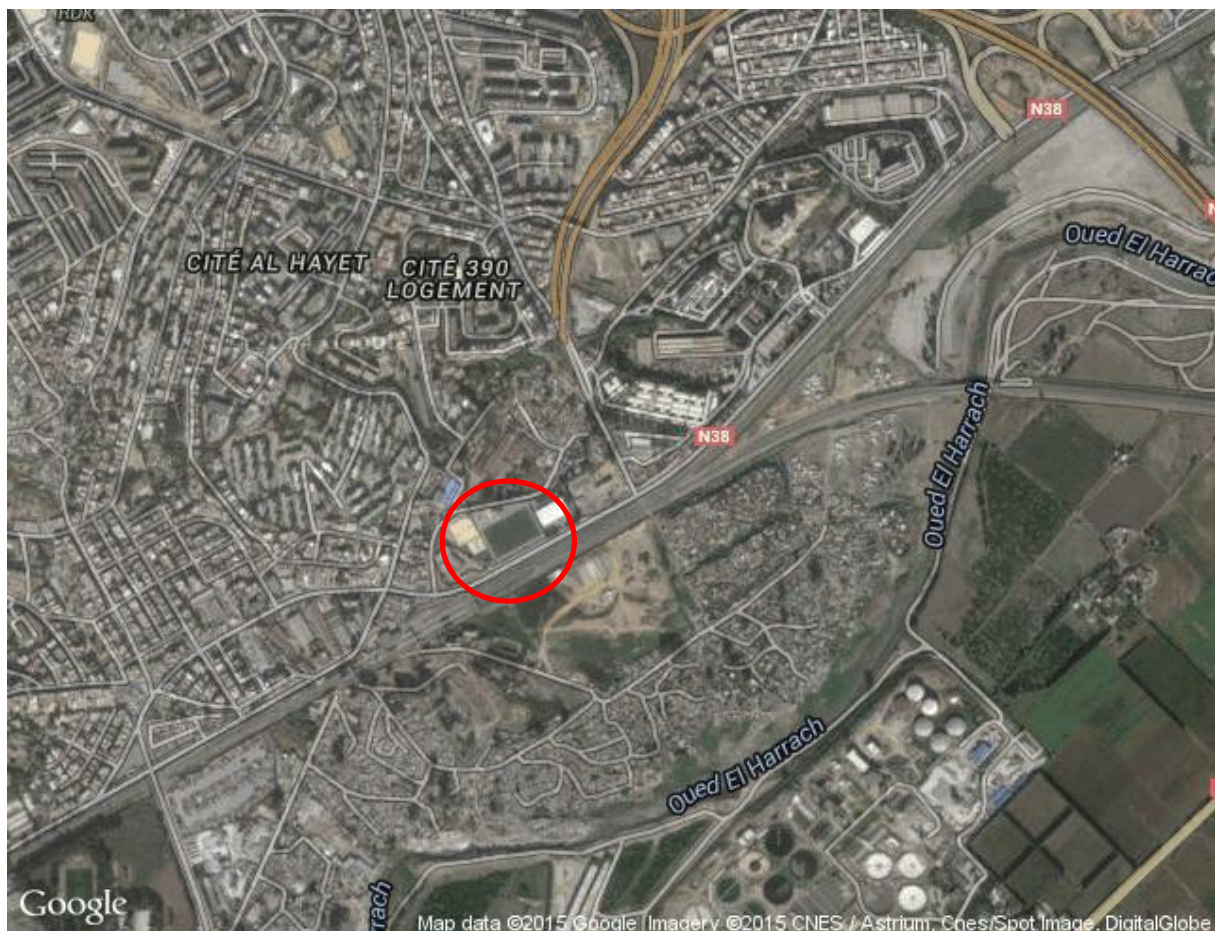


Figure I.1 : Plan de situation

I.1.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- En plan :

Longueur totale..... 24.45m

Largeur totale..... 21.70m

- En élévation :

Hauteur de l'étage.....3.06m.
Hauteur de RDC.....3.57m.
Hauteur de l'acrotère.....0.5m.
Hauteur totale.....34.17m.
Hauteur totale avec acrotère.....34.67m.

I.1.3 Conception architecturale :



Figure I.2 : Plan de la façade

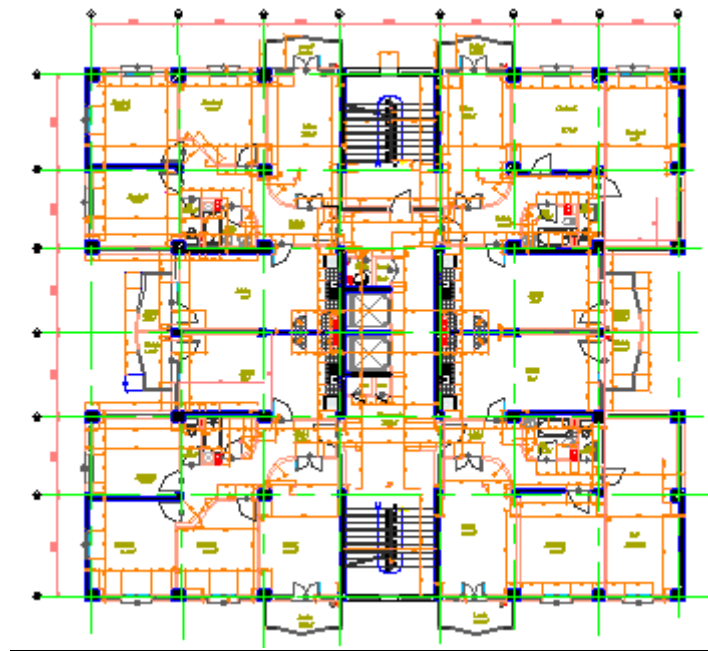


Figure 1.3 : Etage courant

I.2 Présentation des règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ✓ CCM 97: Règles de calcul des constructions en acier.
- ✓ RPA99 : Règlement Parasismique Algérien version 2003.
- ✓ RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- ✓ BAEL 91 : Béton armé aux états limites.
- ✓ CBA93 : code de béton armé Algérien.
- ✓ DTR C2.2 : Charges et surcharges.

I.3 Matériaux utilisés :

I.3.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) et la résistance à la traction f_u (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale t (mm) :

Nuance d'acier	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier.

Le module de Young : $E = 210\,000\text{MPa}$.

Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000\text{ MPa}$.

I.3.2 Béton :

- ✓ Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- ✓ Béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

Les caractéristiques mécaniques du béton sont :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$.
- ✓ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{ MPa}$.
- ✓ Poids volumique : $\rho = 2500\text{ Kg/m}^3$.
- ✓ Module d'élasticité : $E = 14000\text{ N/mm}^2$.

I.3.3 Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres d'acier HA de nuance FeE400.

I.3.4 Assemblages :

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

- ✓ Boulons à haute résistance.
- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

CHAPITRE II

« EVALUATION DES CHARGES »

Introduction

La descente de charges a pour but de déterminer les différentes charges (charges permanentes G, surcharges d'exploitation Q, et les surcharges climatiques (neige Sn, vent V) agissantes sur notre structure.

II.1. Charges permanentes :

II.1.1. Plancher (1)

✓ Terrasse (inaccessible) :

Protection gravier roulé (5cm).....	: $0,05 \times 1700 = 85 \text{ daN/m}^2$
Etanchéité multicouches (5cm).....	: 12 daN/m^2
Béton de pente (10cm)	: $0,1 \times 2200 = 220 \text{ daN/m}^2$
Isolation thermique (4cm)	: $0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Poids de la dalle.....	: $0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN/m}^2$
Tôle (coffraplus60).....	: 15 daN/m^2
Faux plafond.....	: 10 daN/m^2

$$G=658 \text{ daN/m}^2$$

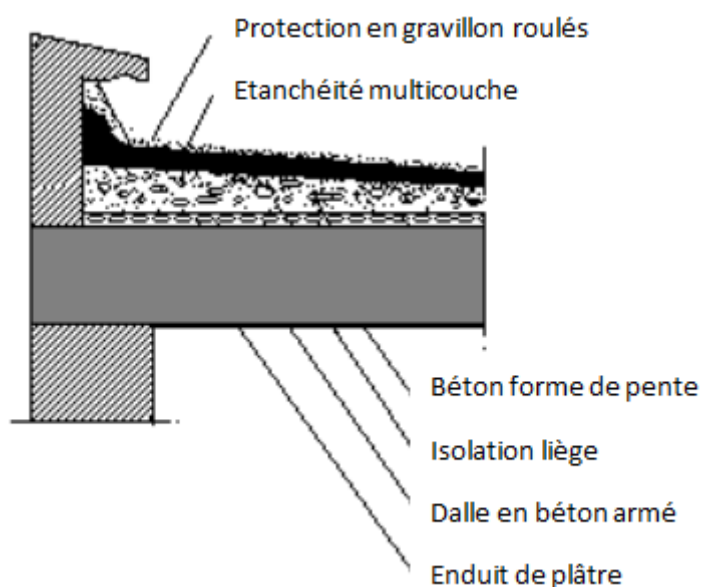


Figure II.1 : plancher terrasse.

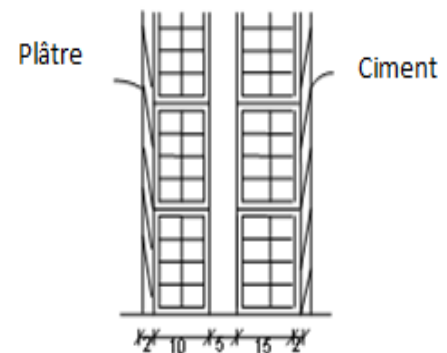
✓ Etages courants :

Cloison de répartition $E_p=10\text{cm}$: 90 daN/m ²
Revêtement en carrelage.....	: $0.02*20*100 = 40 \text{ daN/m}^2$
Mortier de pose (3cm).....	: $0.03*1800 = 54 \text{ daN/m}^2$
Poids de la dalle (12cm).....	: $0.12*2500 = 300 \text{ daN/m}^2$
Tôle (Cofraplus60).....	: 15 daN/m ²
Faux plafond.....	: 10 daN/m ²

$$G=509 \text{ daN/m}^2$$

II.1.2. Mur extérieure :

- ✓ Epaisseur de plâtre : 2 cm
- ✓ Epaisseur d'enduit : 2cm
- ✓ La somme d'épaisseur de brique : 25 cm.
- ✓ Poids propre de plâtre : 1000daN/m³
- ✓ Poids propre de ciment : 2000 daN/m³

*Figure II.2 : mur extérieur*

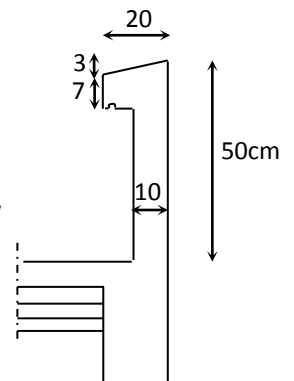
$$G_{\text{ma.ex}} = (0.02*2000) + (0.02*1000) + (0.25*900) = \mathbf{285 \text{ daN/m}^2}$$

II.1.3. Acrotère :

$$G_{\text{Acrotère}} = \gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{Acr}} + G_{\text{enduit}}$$

$$\gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{Acr}} = 2500 * [(0,1 * 0,4) + (0,1 * 0,07) + (0,2 * 0,03 / 2)] = 125 \text{ daN / ml}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 125 + 64,26. \quad \longrightarrow \quad G_{\text{Acrotère}} = 189,26 \text{ kg / ml} .$$

*Figure II.3 : Acrotère***II.1.4. Escaliers :**• **Volé :**

Tôle striée ép=5 cm.....	: 45 daN/m ²
Garde-corps.....	: 10 daN/m ²

$$G=55 \text{ daN/m}^2$$

- **Palier :**

Cofraplus60.....: 15 daN/m²

Poids de la dalle (8cm).....: 0.08*2500 = 200 daN/m²

Mortier de pose (2cm).....: 0.02*20*100 = 40 daN/m²

Revêtement en carrelage.....: 0.02*20*100 = 40 daN/m²

$$\mathbf{G=295\ daN/m^2}$$

II.2. Surcharges d'exploitation : (1)

Plancher terrasse inaccessible : 100 daN/m²

Plancher étage courant : 150 daN/m²

Escalier..... : 250 daN/m²

Balcon : 350 daN/m²

II.3. Surcharges climatiques :

II.3.1. La neige : (4)

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 50 m.

$$S_n = \mu * S_k$$

$$S_k = \frac{0.04 * H + 10}{100} = 0.12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0.8$$

$$S_n = 0.8 * 0.12 = 0.096 \text{ kN} / \text{m}^2$$

II.3.2. Le vent : (4)

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes Parois de la construction.

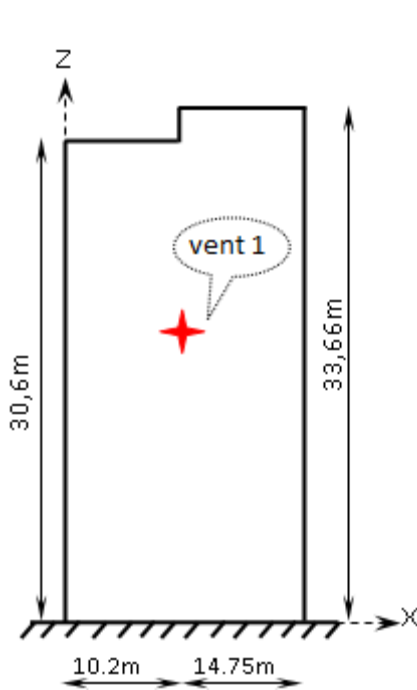


Figure II.4 : Façade principale

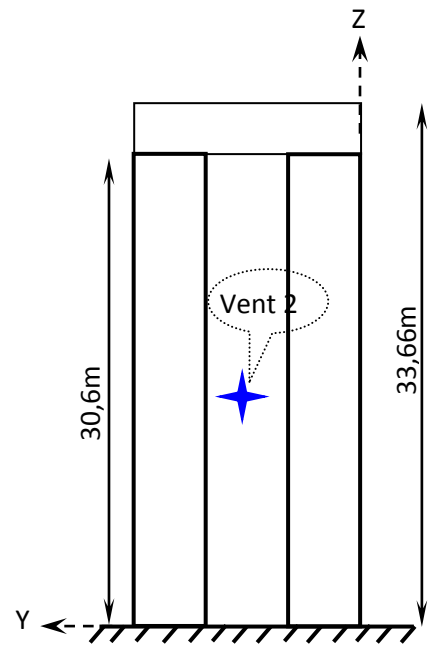


Figure II.5 : Façade postérieure

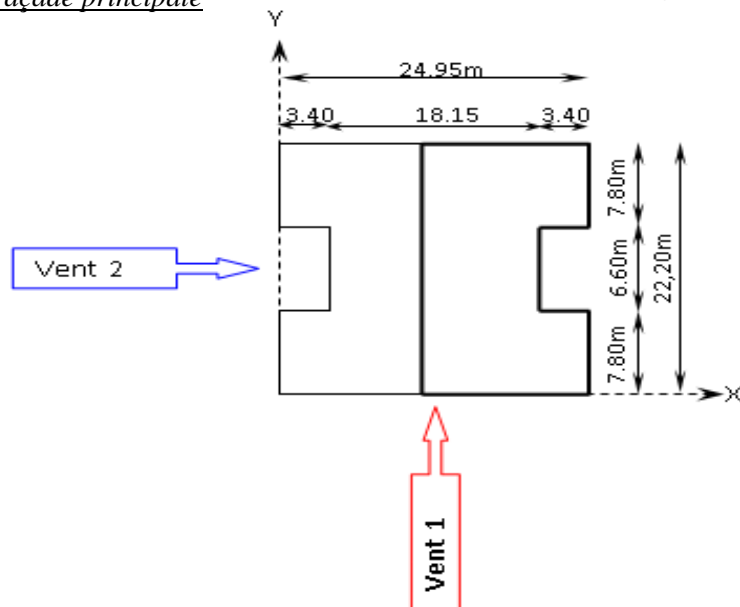


Figure II.6 : Vue en plan

II.3.2.1. Données du site d'implantation :

- ◇ Zone de vent « I » $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$
- ◇ Site plat $C_t = 1$
- ◇ terrain est de Catégorie « IV » $K_T = 0,24$
 $Z_0 = 1m$
 $Z_{\text{min}} = 16m$

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence.

C_t : Coefficient topographique.

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

II.3.2.2. Méthode de calcul de la pression du vent :

$$\text{Catégorie de la construction « I »} \longrightarrow q_j = C_d \cdot [W(Z_j)]$$

Avec :

$$W(Z_j) = [W_e(Z_j) - W_i(Z_j)]$$

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

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \cdot C_e(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique.

$W(Z_j)$: Pression nette sur l'élément de la surface (j) calculé à la hauteur (Z_j).

$q_{dyn}(Z_j)$: Pression dynamique du vent calculé à la hauteur (Z_j).

$C_e(Z_j)$: Coefficient d'exposition du vent.

(Z_j) : La distance verticale mesurée à partir du sol au centre de l'élément (j) si cet élément est vertical.

• *Calcul de la pression dynamique : " q_{dyn} "*

La hauteur totale du bâtiment est supérieure à 10m, donc doit être considérée comme étant constituée de **n** éléments de surface de hauteurs égales à la hauteur d'étage, tel que **n** est le nombre de niveaux.

On calculera donc la pression dynamique :

- à mi-hauteur de chaque étage pour les parois verticales.
- à la hauteur totale pour la toiture.

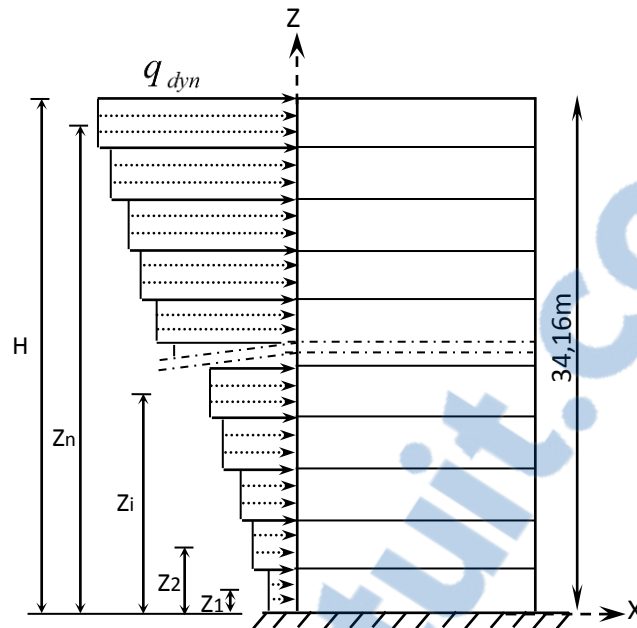


Figure II.7 : Répartition de la pression dynamique.

- **Détermination du coefficient d'exploitation (C_e) :**

$$C_e(Z_j) = C_t^2(Z_j) \cdot C_r^2(Z_j) \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(Z_j) \cdot C_t(Z_j)} \right]$$

$$C_r(Z_j) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) \quad \dots\dots\dots \text{Si } Z_{\min} \leq Z_j \leq 200m$$

$$C_r(Z_j) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \dots\dots\dots \text{Si } Z_j \leq Z_{\min}$$

Z_j "m"	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{réf}$ "N/m ² "	q_{dyn} "N/m ² "
1,53	0,665	1,559	375	584,784
4,59	0,665	1,559	375	584,784
7,65	0,665	1,559	375	584,784
10,71	0,665	1,559	375	584,784
13,77	0,665	1,559	375	584,784
16,83	0,678	1,597	375	599,020
19,89	0,718	1,721	375	645,255
22,95	0,752	1,829	375	685,820
26,01	0,782	1,925	375	722,025
29,07	0,809	2,013	375	754,766
32,13	0,833	2,092	375	784,684
34.16	0.847	2.142	375	803.212

Tableau II.1 : tableau récapitulatif des résultats de calcul.

- **Calcul du coefficient dynamique (C_d)**

Direction du vent 1 :

b=24.95 m ;

h=34.16 m ;

Construction métallique \longrightarrow $C_d = 0.98$ (2)

Direction du vent 2 :

b=22.20 m ;

h=34.16 m ;

Construction métallique \longrightarrow $C_d = 0.96$ (2)

II.3.2.3. Calcul de C_{pe} et C_{pi} :

- Calcul du coefficient de la pression extérieure :

✓ Toiture :

La toiture est plate avec acrotère.

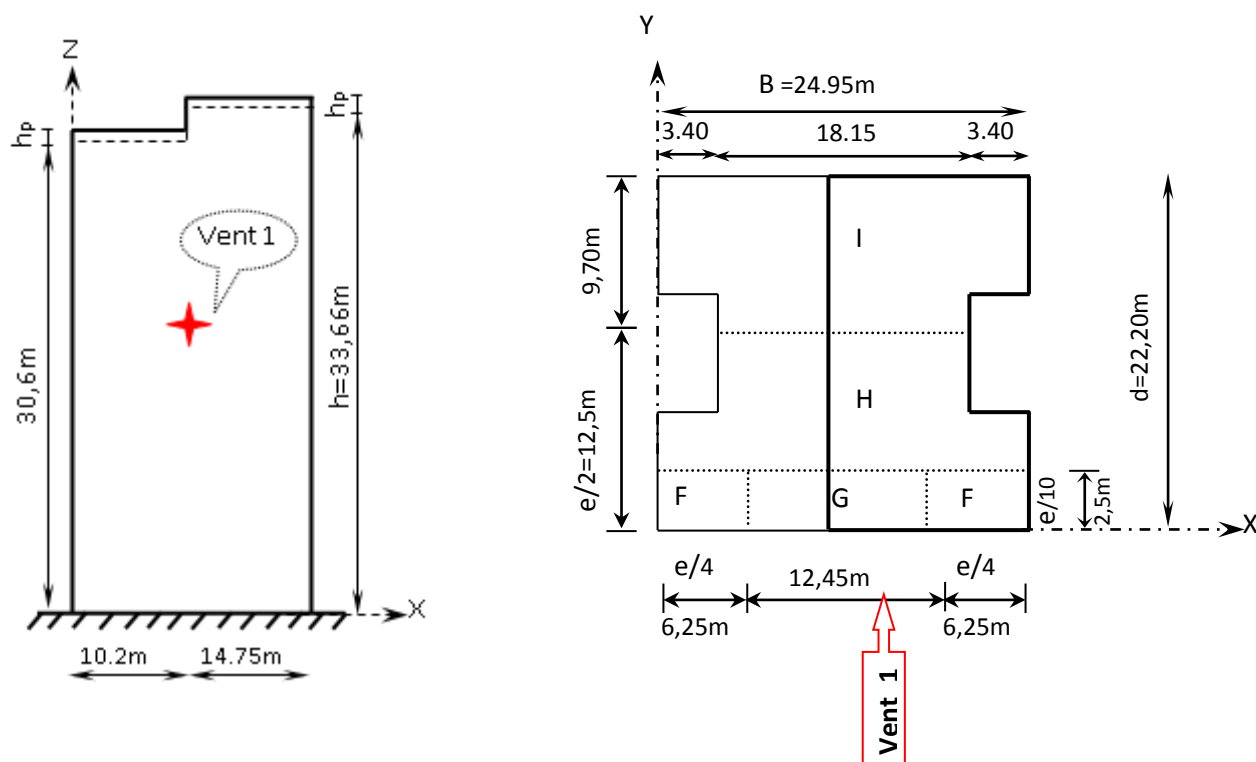


Figure II.9 : Découpage de zone de pression « toiture »

$$e = \min[B; H] = \min[24,95; 67,32]$$

$$e = 25m$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,5}{33,66} = 0,0148.$$

La détermination de « C_{pe} » se fait par extrapolation.

Toutes les surfaces sont supérieures à 10m².....> $C_{pe} = C_{pe.10}$

	C_{pe}			
	F	G	H	I
hp/h = 0,025	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2
hp/h = 0,05	-1.4	-0.9	-0.7	±0.2
hp/h = 0,0148	-1.682	-1.382	-0.7	±0.2

Tableau II.3 : Coefficient « C_{pe} » pour la toiture

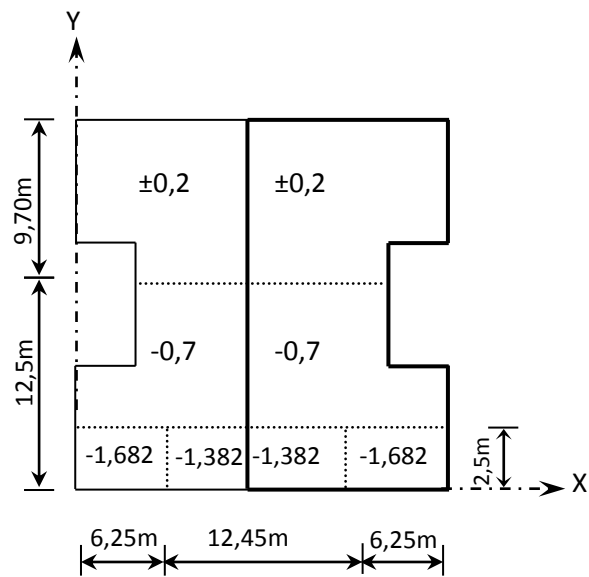


Figure II.10 : Coefficient « C_{pe} » pour la toiture.

II.3.2.4. Calcul de la pression nette « W_{zj} »

Zone A' ; A	Z(j) m	q _{dyn} N/m ²	C _{pe}	C _{pi} =+0.8	C _{pi} = -0.5
				W(Zj) (N/m ²)	W(Zj) (N/m ²)
	1.53	584.784	-1.00	-1052.612	-292.392
	4.59	584.784		-1052.612	-292.392
	7.65	584.784		-1052.612	-292.392
	10.71	584.784		-1052.612	-292.392
	13.77	584.784		-1052.612	-292.392
	16.83	599.020		-1078.235	-299.510
	19.89	645.255		-1161.459	-322.628
	22.95	685.820		-1234.475	-342.910
	26.01	722.025		-1299.644	-361.012
	29.07	754.766		-1358.579	-377.383
	32.13	784.684		-1412.432	-392.342

Tableau II.4 : Valeurs de $W(Z_j)$ « Zone A ,A' »

Zone B' ; B	Z(j) m	q _{dyn} N/m ²	C _{pe}	C _{pi} =+0.8	C _{pi} = -0.5
				W(Zj) (N/m ²)	W(Zj) (N/m ²)
	1.53	584.784	-0.8	-935.655	-175.435
	4.59	584.784		-935.655	-175.435
	7.65	584.784		-935.655	-175.435
	10.71	584.784		-935.655	-175.435
	13.77	584.784		-935.655	-175.435
	16.83	599.020		-958.4314	-179.706
	19.89	645.255		-1032.408	-193.577
	22.95	685.820		-1097.311	-205.746
	26.01	722.025		-1155.239	-216.607
	29.07	754.766		-1207.626	-226.430
	32.13	784.684		-1255.495	-235.405

Tableau II.5 : Valeurs de $W(Z_j)$ « Zone B',B »

Zone C	Z(j) m	q _{dyn} N/m ²	C _{pe}	C _{pi} = +0.8	C _{pi} = -0.5
				W _(Zj) (N/m ²)	W _(Zj) (N/m ²)
	1.53	584.784	-0.5	-760.219	0
	4.59	584.784		-760.219	0
	7.65	584.784		-760.219	0
	10.71	584.784		-760.219	0
	13.77	584.784		-760.219	0
	16.83	599.020		-778.726	0
	19.89	645.255		-838.831	0
	22.95	685.820		-891.566	0
	26.01	722.025		-938.632	0
	29.07	754.766		-981.195	0
	32.13	784.684		-1020.089	0

Tableau II.6 : Valeurs de W(Z_j) « Zone C »

Zone D	Z(j) m	q _{dyn} N/m ²	C _{pe}	C _{pi} = +0.8	C _{pi} = -0.5
				W _(Zj) (N/m ²)	W _(Zj) (N/m ²)
	1.53	584.784	+0.8	0	760.220
	4.59	584.784		0	760.220
	7.65	584.784		0	760.220
	10.71	584.784		0	760.220
	13.77	584.784		0	760.220
	16.83	599.020		0	778.726
	19.89	645.255		0	838.832
	22.95	685.820		0	891.565
	26.01	722.025		0	938.632
	29.07	754.766		0	981.196
	32.13	784.684		0	1020.090

Tableau II.7 : Valeurs de W(Z_j) « Zone D »

Zone E	Z(j) m	q _{dyn} N/m ²	C _{pe}	C _{pi} = +0.8	C _{pi} = -0.5
				W(Z _j) (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)
	1.53	584.784	-0.3	-643.263	116.957
	4.59	584.784		-643.263	116.957
	7.65	584.784		-643.263	116.957
	10.71	584.784		-643.263	116.957
	13.77	584.784		-643.263	116.957
	16.83	599.020		-658.922	119.804
	19.89	645.255		-709.781	129.051
	22.95	685.820		-754.402	137.164
	26.01	722.025		-794.227	144.405
	29.07	754.766		-830.243	150.953
	32.13	784.684		-863.153	156.937

Tableau II.8 : Valeurs de W(Z_j) « Zone E »

II.3.2.5. Calcul de la pression du ventDirection du vent « 1 »

Z(j) m	C _d	Zone A'		Zone B'		Zone D		Zone E			
		W(Zj) (N/m²)	q _j (N/m²)	W(Zj) (N/m²)	q _j (N/m²)	W(Zj) (N/m²)	q _j (N/m²)	W(Zj) (N/m²)	q _j (N/m²)	W(Zj) (N/m²)	q _j (N/m²)
1.53	0.98	-1052.612	-1031.559	-935.655	-916.941	760.220	745.015	-643.263	-630.398	116.957	114.617
4.59		-1052.612	-1031.559	-935.655	-916.941	760.220	745.015	-643.263	-630.398	116.957	114.617
7.65		-1052.612	-1031.559	-935.655	-916.941	760.220	745.015	-643.263	-630.398	116.957	114.617
10.71		-1052.612	-1031.559	-935.655	-916.941	760.220	745.015	-643.263	-630.398	116.957	114.617
13.77		-1052.612	-1031.559	-935.655	-916.941	760.220	745.015	-643.263	-630.398	116.957	114.617
16.83		-1078.235	-1056.670	-958.431	-939.262	778.726	763.151	-658.922	-645.743	119.804	117.407
19.89		-1161.459	-1138.229	-1032.408	-1011.759	838.832	822.055	-709.781	-695.589	129.051	126.469
22.95		-1234.475	-1209.785	-1097.311	-1075.364	891.565	874.027	-754.402	-739.313	137.164	134.420
26.01		-1299.644	-1273.651	-1155.239	-1132.134	938.632	919.859	-794.227	-778.342	144.405	141.516
29.07		-1358.579	-1331.47	-1207.626	-1183.473	981.196	961.572	-830.243	-813.638	150.953	147.933
32.13		-1412.432	-1384.183	-1255.495	-1230.385	1020.090	999.688	-863.153	-845.889	156.937	153.798

Tableau II.9 : la pression du vent direction 1 sur paroi.

Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi} =+0.8		C _{pi} = -0.5	
				W _(Zj) (N/m ²)	q _j (N/m ²)	W _(Zj) (N/m ²)	q _j (N/m ²)
F	0.98	803.212	-1.682	-1993.572	-1953.700	-949.397	-930.49
G			-1.382	-1752.609	-1717.556	-708.433	-694.264
H			-0.7	-1204.818	-1180.721	-160.642	-157.429
I			+0.2	-481.927	-472.288	562.248	551.003
			-0.2	-803.212	-785.147	240.964	236.144

Tableau II.10 : la pression du vent direction 1 sur Toiture

Direction du vent « 2 »

Z(j) m	C _d	Zone A		Zone B		Zone C		Zone D		Zone E			
		W(Z _j) (N/m ²)	q _j (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	q _j (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	q _j (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	Q _j (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	q _j (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	q _j (N/m ²)
1.53	0.96	-1052.612	-1010.50	-935.655	-898.228	-760.219	-729.803	760.220	729.811	-643.263	-617.532	116.957	112.278
4.59		-1052.612	-1010.50	-935.655	-898.228	-760.219	-729.803	760.220	729.811	-643.263	-617.532	116.957	112.278
7.65		-1052.612	-1010.50	-935.655	-898.228	-760.219	-729.803	760.220	729.811	-643.263	-617.532	116.957	112.278
10.71		-1052.612	-1010.50	-935.655	-898.228	-760.219	-729.803	760.220	729.811	-643.263	-617.532	116.957	112.278
13.77		-1052.612	-1010.50	-935.655	-898.228	-760.219	-729.803	760.220	729.811	-643.263	-617.532	116.957	112.278
16.83		-1078.235	-1054.307	-958.431	-920.093	-778.726	-747.576	778.726	747.576	-658.922	-632.565	119.804	115.011
19.89		-1161.459	-1115.000	-1032.408	-991.111	-838.831	-805.277	838.832	805.278	-709.781	-681.389	129.051	123.888
22.95		-1234.475	-1185.96	-1097.311	-1053.418	-891.566	-855.903	891.565	855.902	-754.402	-724.225	137.164	131.677
26.01		-1299.644	-1247.658	-1155.239	-1109.029	-938.632	-901.086	938.632	901.86	-794.227	-762.457	144.405	138.628
29.07		-1358.579	-1304.235	-1207.626	-1159.320	-981.195	-941.947	981.196	941.948	-830.243	-797.033	150.953	144.914
32.13		-1412.432	-1355.934	-1255.495	-1230.385	-1020.089	-979.286	1020.090	979.286	-863.153	-828.626	156.937	150.657

Tableau II.11 : la pression du vent direction 2 sur paroi.

Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi} =+0.8		C _{pi} = -0.5	
				W(Z _j) (N/m ²)	Q _j (N/m ²)	W(Z _j) (N/m ²)	Q _j (N/m ²)
F	0.96	803.212	-1.682	-1993.572	-1913.829	-949.397	-911.421
G			-1.382	-1752.609	-1682.504	-708.433	-680.095
H			-0.7	-1204.818	-1156.619	-160.642	-154.216
I			+0.2	-481.927	-462.649	562.248	539.758
			-0.2	-803.212	-771.083	240.964	231.325

Tableau II.12 : la pression du vent direction 2 sur la toiture.

CHAPITRE III

« PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS »

III.1. Pré- dimensionnement des poutrelles :

III.1.1.Plancher terrasse :

S : surface reprise par la solive.

$$S=1,3*4,25=5,53 \text{ m}^2.$$

La solive est sollicitée par :

$$G=658 \text{ daN/m}^2$$

$$Q=100 \text{ daN/m}^2.$$

On prend en compte la surcharge de neige :

$$S_n=9,6 \text{ daN/m}^2.$$

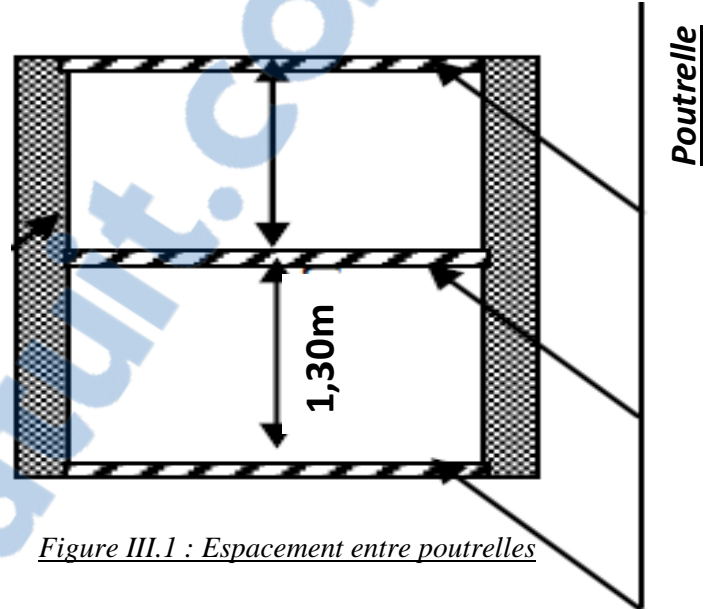


Figure III.1 : Espacement entre poutrelles

III.1.1.1.Condition de flèche : (2)

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$.

La valeur limite recommandée pour les flèches verticales d'un plancher en général :

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé la valeur de la flèches est donnée par la formule suivent :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}.$$

Le calcul de la flèche se fait à ELS : $q=658+100+9.6=767.6 \text{ daN/m}^2$.

La charge sur la poutrelle est : $q = 767,6 \times 1,30 = 997,88 \text{ daN/ml}$.

$$I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I = 1187,42 \text{ cm}^4.$$

D'après les tableaux de sections des profilés laminés a chaud on a choisi : **IPE 180**

$$(I_y=1317 \text{ cm}^4 > 1187,42 \text{ cm}^4).$$

	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	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE180	18,8	23,9	180	91	8	1317	101	1660	34,6	7,42	2,05

Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

III.1.1.2 Vérification de la flèche :

$$\frac{L}{250} = \frac{450}{250} = 1,6cm.$$

$$\frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 1,18cm \leq 1,6cm.$$

III.1.1.3 La classe de la section transversale :

La semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{45,5}{8} = 5,7 \leq 10\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,54 \leq 72\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

Section globale est de classe I.

III.1.1.4. Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl.rrd}$$

$$q=997,88+ P_p=1016,68 \text{ daN/ml.}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,1668 \times 4}{2} = 20,33KN.$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{8,32 \times 235}{1,1 \sqrt{3}} = 102,67KN.$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 8,32 \text{ cm.}$$

$$0,5V_{pl.rd} = 51,32KN \geq 20,33KN.$$

Puisque l'effort tranchant sollicitant la poutrelle est inférieur à 50% de l'effort tranchant résistant donc il peut être négligé.

III.1.1.5. Condition de résistance :

$$M_{ply} \geq M_{sd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,1668 \times 4^2}{8} = 21,336 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} = \frac{235 \times 166.10^3}{1,1} = 35,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} \geq M_{sd}$$

Le moment résistant supérieur au moment sollicitant donc la condition de résistance est vérifiée.

III.1.2 étage courant :

$$G=549 \text{ daN/m}^2 ;$$

$$Q=150 \text{ daN/m}^2$$

$$q=(549+150)1,3=908,7 \text{ daN/m}^2$$

Vue que la charge $q=9,08 \text{ KN/m}^2$ de l'étage courant est inférieure à celle de la terrasse donc en garde le pré-dimensionnement des solives d'étage terrasse pour toute la structure.

III.2. Les poutres :

III.2.1. poutre principale de rive terrasse:

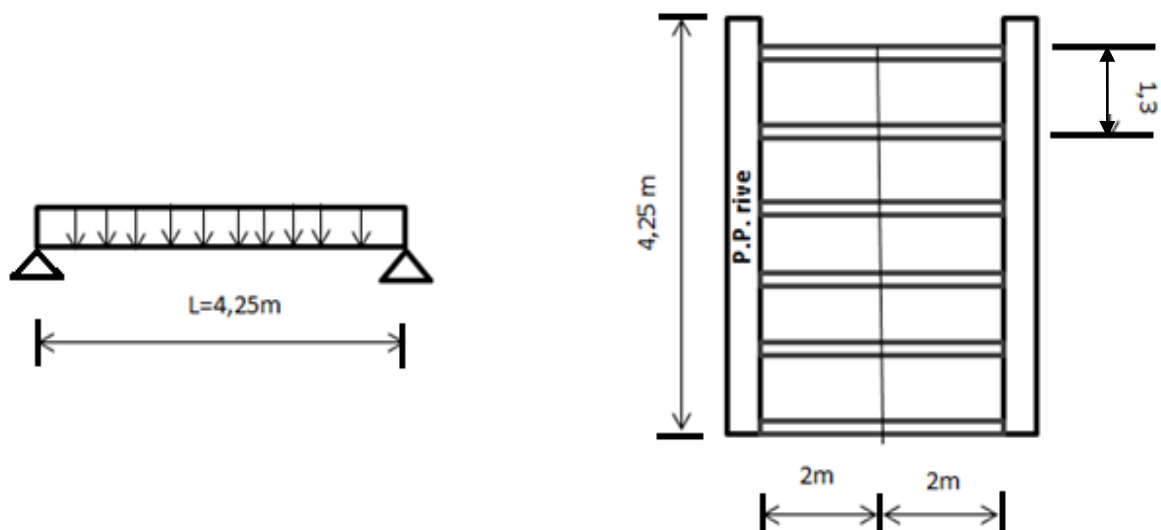


Figure III.2 : représentation des poutres de rive

Chargement	Chargements linéaire	Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS
$G=658 \text{ daN/m}^2$ $G_s=18,8 \text{ daN/m}^2$ $G_{acr}=189,26 \text{ daN/ml}$	$G_{total}=1616,64 \text{ daN/ml}$	2482,46 daN/ml	1816,64 daN/ml
$Q=100 \text{ daN/m}^2$	$Q_{total}=200 \text{ daN/ml}$		

Tableau III.2 : combinaisons des charges

III.2.1.1. Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$.

La valeur limite recommandée pour les flèches verticales d'un plancher en général :

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé la valeur de la flèches est donnée par la formule suivante :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}.$$

Le calcul de la flèche se fait à ELS :

$$I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I = 2183,54 \text{ cm}^4.$$

D'après les tableaux de sections des profilés laminés à chaud on a choisi : **IPE 220**.

($I_y=2772 \text{ cm}^4 > 2183,54 \text{ cm}^4$).

	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	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	33,4	220	110	9,2	2772	205	252	37,3	9,11	2,48

Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE 220.

III.2.1. 2 Vérification de la flèche :

$$\frac{L}{250} = \frac{425}{250} = 1,7 \text{ cm.} \quad \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 1,34 \text{ cm} \leq 1,7 \text{ cm.}$$

III.2.1.3. La classe de la section transversale :

La semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{55}{8,5} = 6,47 \leq 10\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 \leq 72\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

Section globale est de classe I.

III.2.1.4. Vérification à l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 55,97 \text{ KN}.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{15,15 \times 235}{1,1\sqrt{3}} = 186,86 \text{ KN}.$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 15,15 \text{ cm}.$$

$$0,5V_{pl,rd} = 93,43 \text{ KN} \geq 55,97 \text{ KN}.$$

Puisque l'effort tranchant sollicitant inférieur à 50% de l'effort tranchant résistant donc la condition de l'effort tranchant est vérifié.

III.2.1.5. Condition de résistance :

$$M_{ply} \geq M_{sd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,34 \times 4,25^2}{8} = 59,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{235 \times 285.10^3}{1,1} = 60,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} \geq M_{sd}$$

Le moment résistant inférieur a le moment résistant donc la condition de résistance est vérifier.

III.2.2 poutre principale étage courant :

$$G=(G+3*G_{\text{poutrelle}})*2=1210,8\text{daN/m}^2$$

$$Q=150*2=300\text{daN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q=2084,58 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS : } q=1510,8 \text{ daN/ml}$$

Vue que les charges de l'étage courant sont inférieure aux celles de la terrasse donc en garde le pré-dimensionnement des poutres principale de rive d'étage terrasse pour toute la structure.

III.2.3 poutre intermédiaire terrasse :

<i>Chargement</i>	<i>Chargements linéaire</i>	<i>Combinaison à l'ELU</i>	<i>Combinaison à l'ELS</i>
G=658 daN/m ² G _s =18,8 daN/m ²	G _{total} =2607,56 daN/ml	4120,26daN/ml	3007,56daN/ml
Q=100 daN/m ²	Q _{total} =400 daN/ml		

Tableau III.4 : combinaisons des charges

III.2.3.1 Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\max} \leq \bar{f}$.

La valeur limite recommandée pour les flèches verticales d'un plancher en général :

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé la valeur de la flèches est donnée par la formule suivante :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}.$$

Le calcul de la flèche se fait à ELS :

$$I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I = 3578,87 \text{ cm}^4.$$

D'après les tableaux de sections des profilés laminés à chaud on a choisi : **IPE 300**.

(I_y=8356 cm⁴ > I_y=3578,87 cm⁴).

	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	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	8356	604	628	125	12,5	3,35

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE 300.

III.2.3.2 Vérification de la flèche :

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{250} &= \frac{425}{250} = 1,7 \text{ cm.} \\ \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} &= 1,56 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow f_{\max} = 1,56 \text{ cm} < \bar{f} = 1,7 \text{ cm}$$

III.2.3.3 La classe de la section transversale :

La semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 \leq 10\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

L'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \leq 72\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

Section globale est de classe I.

III.2.3.4 Vérification à l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = 86,42 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{17,73 \times 235}{1,1\sqrt{3}} = 218,68 \text{ KN.}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 17,73 \text{ cm.}$$

$$0,5V_{pl,rd} = 109,34 \text{ KN} \geq 86,42 \text{ KN.}$$

Puisque l'effort tranchant sollicitant inférieur à 50% de l'effort tranchant résistant donc l'effort tranchant est négligeable.

III.2.3.5 Condition de résistance :

$$M_{ply} \geq M_{sd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{41,20 \times 4,25^2}{8} = 91,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{235 \times 628.10^3}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} > M_{sd}$$

Le moment résistant est supérieur a le moment sollicitant donc la condition est vérifier.

III.2.4 poutre intermédiaire étage courant :

$$\text{ELU : } q=3803 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS : } q=2756 \text{ daN/ml}$$

Vue que les charges de l'étage courant sont inférieures à celles de la terrasse donc on garde le pré-dimensionnement des poutres principales de rive d'étage terrasse pour toute la structure.

III.3 les poteaux**III.3.1 Poteau central :**

$$S = [(1,80 + 1,60) \times (2,00 + 1,65)]$$

$$S = 12,41 \text{ m}^2$$

Poteau voisin du poteau de rive donc la surface sera majorée de 10%.

$$1,1 * S = 1,1 * 12,41 = 13,65 \text{ m}^2$$

- Niveau terrasse :

$$\text{➤ } G_{\text{terras}} = 658 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{➤ } Q_{\text{terras}} = 100 \text{ daN/m}^2$$

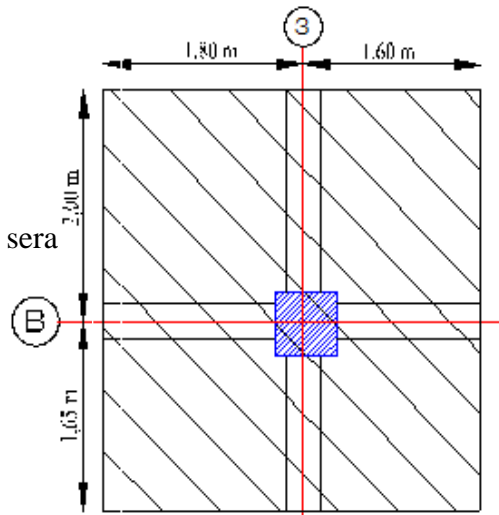


Figure III.3 : Surface porté par poteau central

$$- N_g = G_{\text{ter.inac}} * 1,1S = 658 * 1,1 * 13,65 = 9879,87 \text{ daN.}$$

$$- N_{G_{\text{poutre}}} = G_{\text{poutre}} * (1,65 + 2) = 28,8 * 3,65 = 105,12 \text{ daN.}$$

$$N_{G_{\text{terr}}} = N_g + N_{G_{\text{poutre}}} = 9984,99 \text{ daN.}$$

$$N_{Q.terr} = 13,651 * 100 = 1365,1 daN.$$

• Etage courant :

➤ $G_{terr} = 549 daN/m^2$

➤ $Q_{terr} = 150 daN/m^2$

- $N_g = G_{E.C} * 1,1S = 549 * 1,1 * 13,65 = 8243,84 daN.$

- $N_{G.poutre} = G_{poutre} * (1,65 + 2) = 28,8 * 3,65 = 105,12 daN.$

$$N_{G.Ec} = N_g + N_{G.poutre} = 8348,96 daN.$$

$$N_{Q.Ec} = 150 * 13,651 = 2047,65 daN.$$

III.3.2 Poteau de rive :

- Surface offerte au poteau plancher étage courant :

$$S = [(1,80 + 1,60) * 2,00]$$

$$S = 6,8 m^2.$$

- Surface offerte balcon :

$$S = [(1,55 * 1,60)] \rightarrow S = 2,48 m^2$$

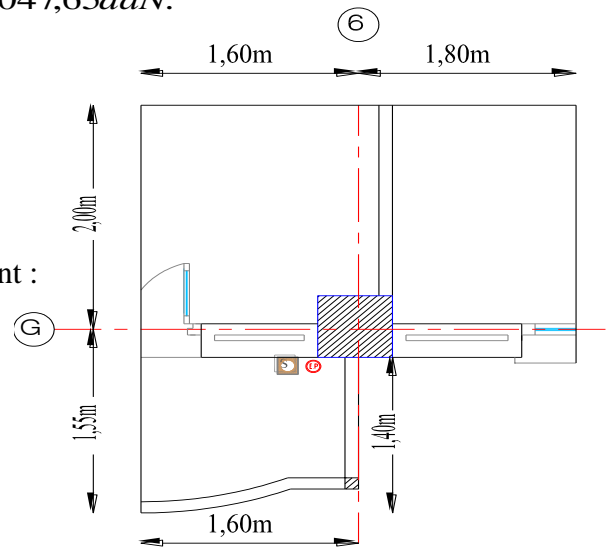


Figure III.4 : surface portée par poteau de rive

➤ Etage courant :

- $N_{G.ec} = G_{ec} * S.$

- $N_{G.ec} = 549 * 9,28 \rightarrow$

$$N_{G.ec} = 5097,72 daN$$

- $N_{Q.ec} = 150 * 9,28 \rightarrow$

$$N_{Q.ec} = 1392 daN.$$

➤ Niveau terrasse :

- $N_{g.ter} = 658 * 9,28 = 6106,24 daN.$

- $N_{g.acro} = P * G_{acro} = (1,55 + 1,8 + 1,6) * 187,84 = 929,80 daN.$

- $N_{g.pout} = 26,2 * (1,6 + 1,8) = 89,08 daN.$

$$N_{G.ter} = 6106,24 + 929,8 + 89,08 = 7125,12 daN$$

$$N_{Q.ter} = 100 * 9,28 = 928 daN.$$

Charge	Poteau central	Poteau de rive
$N_{G,ter}$	9984,99	7125,12
$N_{Q,ter}$	1365,1	928
$N_{G,ec}$	8348,96	5097,72
$N_{Q,ec}$	2047,65	1392

Tableau III.6 : charges sollicitant les poteaux.

	G	N _G	Q	N _Q	N _U	A	N _{b,Rd}	PROFILE
10	99.85	99.85	13.65	13.65	155,2725	726,8074468	419 ,3682	HEB100
9	83.49	183.34	20.47	34.12	298,689	1398,118723	419,3682	HEB100
8	83.49	266.83	20.47	54.59	442,1055	2069,43	601,8649	HEB120
7	83.49	350.32	20.47	75.06	585,522	2740,741277	799,2136	HEB140
6	83.49	433.81	20.47	95.53	728,9385	3412,052553	799,2136	HEB140
5	83.49	517.3	20.47	116	872,355	4083,36383	1040,909	HEB160
4	83.49	600.79	20.47	136.47	1015,7715	4754,675106	1287,906	HEB180
3	83.49	648.28	20.47	156.94	1110,588	5198,497021	1287,906	HEB180
2	83.49	767.77	20.47	177.41	1302,6045	6097,29766	1561,883	HEB200
1	83.49	851.26	20.47	197.88	1446,021	6768,608936	1561,883	HEB200
RDC	83.49	934.75	20.47	218.35	1589,4375	7439,920213	1845,137	HEB220

Tableau III.7 : profilés retenus pour les poteaux centraux

	G	N _G	Q	N _Q	N _U	A	N _{b,Rd}	PROFILE
10	99.85	99.85	13.65	13.65	110,1075	515,3968085	419,3682	HEB100
9	83.49	183.34	20.47	34.12	199,8105	935,2831915	419,3682	HEB100
8	83.49	266.83	20.47	54.59	289,5135	1355,169574	419,3682	HEB100
7	83.49	350.32	20.47	75.06	379,2165	1775,055957	419,3682	HEB100
6	83.49	433.81	20.47	95.53	468,9195	2194,94234	601,8649	HEB120
5	83.49	517.3	20.47	116	558,6225	2614,828723	601,8649	HEB120
4	83.49	600.79	20.47	136.47	648,3255	3034,715106	799,3055	HEB140
3	83.49	648.28	20.47	156.94	738,0285	3454,601489	799,3055	HEB140
2	83.49	767.77	20.47	177.41	827,7315	3874,487872	1040,909	HEB160
1	83.49	851.26	20.47	197.88	917,4345	4294,374255	1040,909	HEB160
RDC	83.49	934.75	20.47	218.35	1007,1375	4714,260638	1287,906	HEB180

Tableau III.8 : profilés retenus pour les poteaux de rive

CHAPITRE IV

« ETUDE SISMIQUE »

IV.1 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique III et vu les dégâts démesurés que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000 qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (article 3.5 [3]) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,II et à 30m en zone III, (article 4.1.2[3]). Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2 [3]) (régularité en plans et en élévation)

Conclusion : le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99/2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan et en élévation).

IV.3 Principe de la méthode

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

IV.4 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone III
Classification des ouvrages : 2 } $\longrightarrow A = 0,25$

- ✓ ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif :

Acier dense $\xi = 5\%$

- ✓ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

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

$$\eta = 1$$

- ✓ R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement :

Ossature contreventée par palées triangulées en « X » R = 4

- ✓ Q : Facteur de qualité donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,20.$$



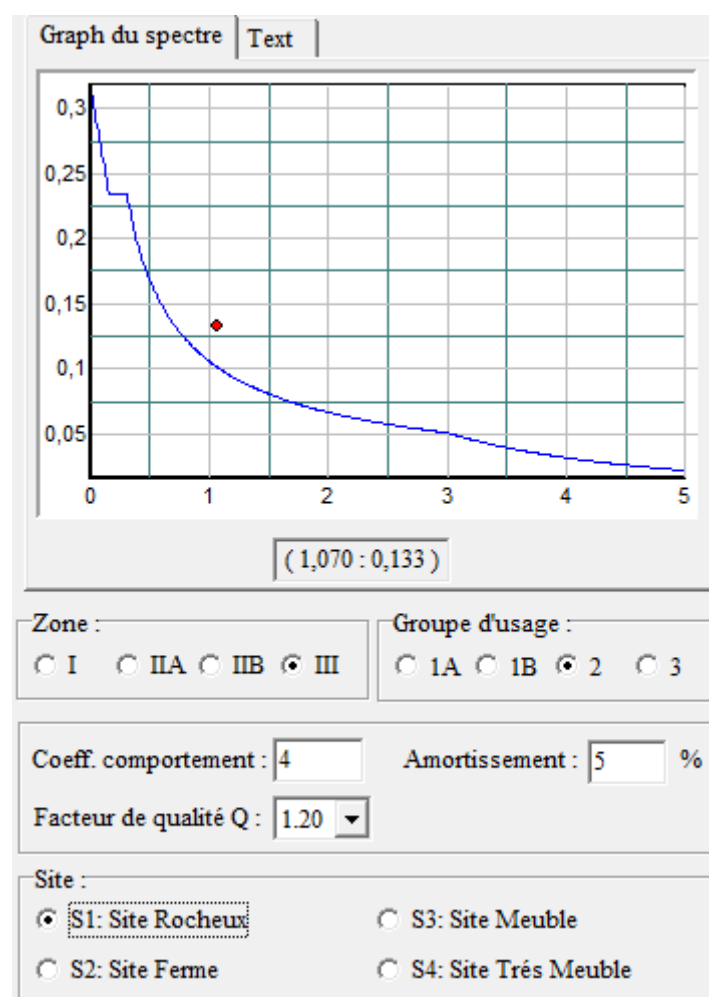


Figure IV.1 réponse spectral selon RPA

IV.5 Modélisation de la structure :

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

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel SAP2000.

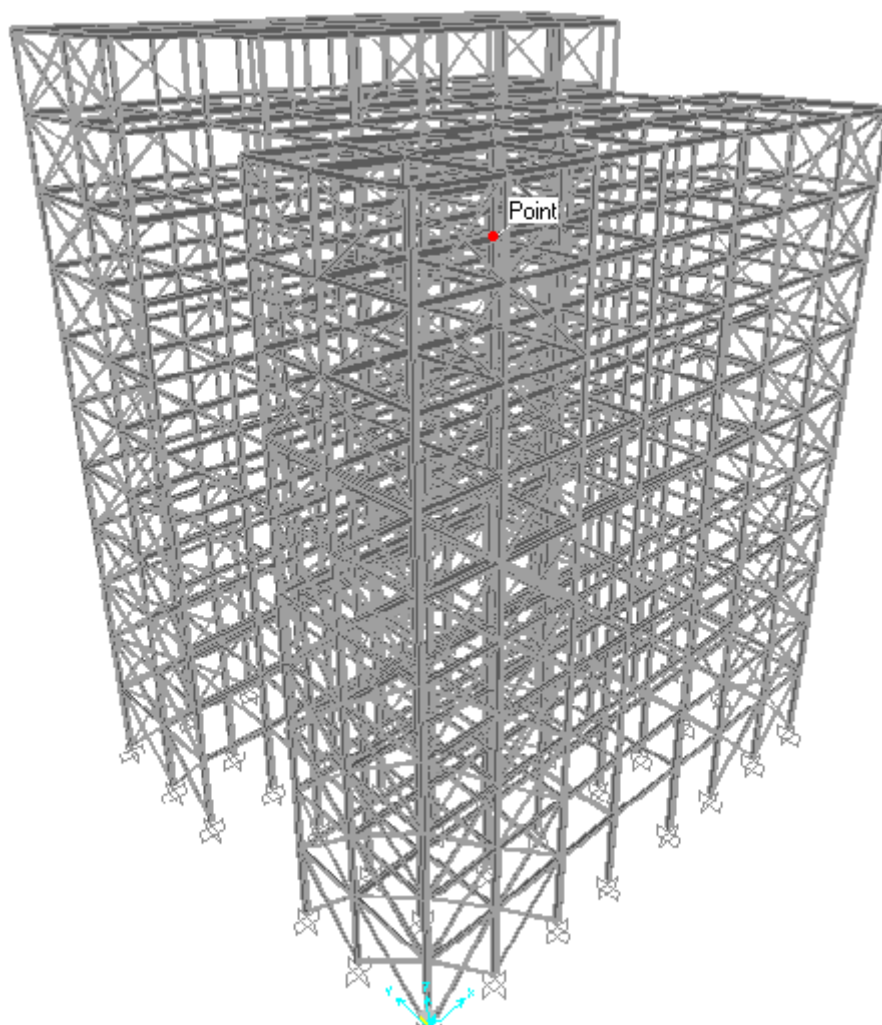


Figure IV.2 présentation 3D sur SAP2000

Les combinaisons utilisées :

- a) $C1 = G + Q$
- b) $C2 = 1,35G + 1,5Q$
- c) $C3 = G + Q \pm EX$
- d) $C4 = G + Q \pm EY$
- e) $C5 = 0,8G \pm EX$
- f) $C6 = 0,8G \pm EY$
- g) $C7 = G + Q \pm 1,2 EX$
- h) $C8 = G + Q \pm 1,2 EY$

IV.6 Vérification de l'étude sismique aux conditions du RPA99/2003 :

IV.6.1 Vérification des modes :

Après l'analyse dynamique de notre structure on a obtenu. Les trois formes de vibrations l'ord d'un séisme.

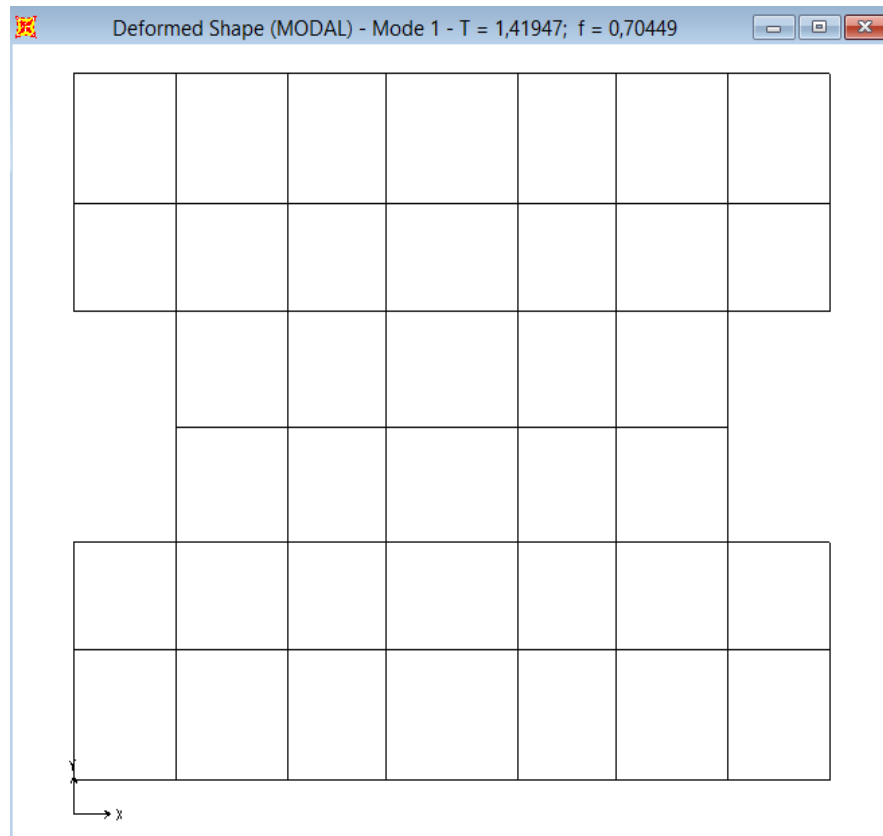


Figure IV.3 : mode 1 translation suivant Y

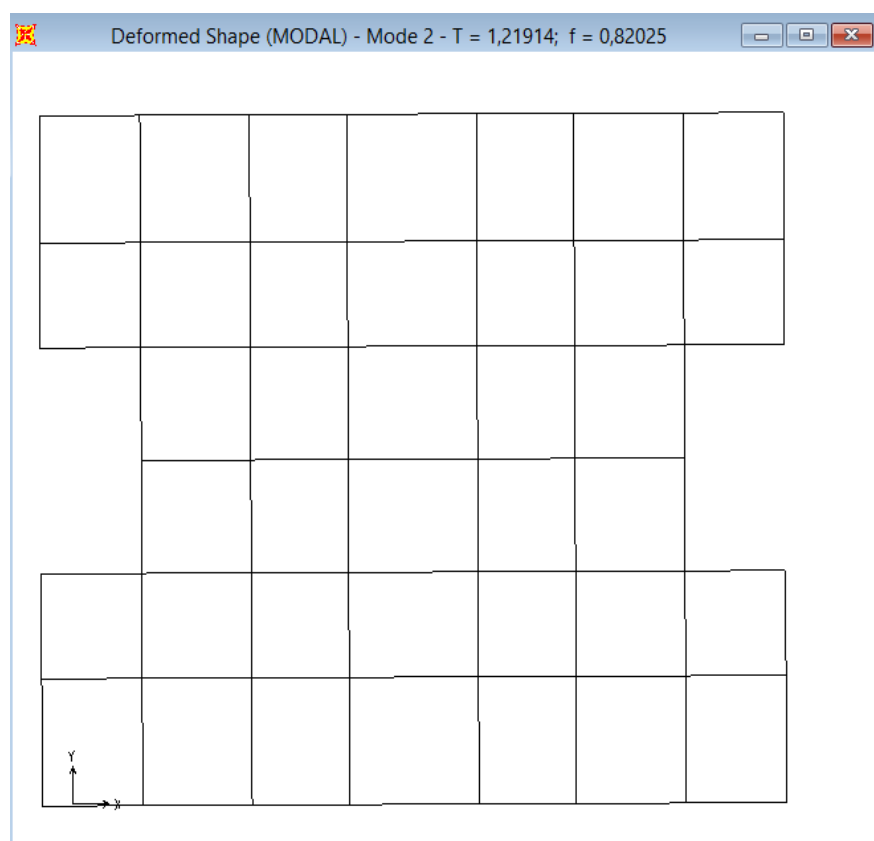


Figure IV.4 : mode 2 translation suivant X

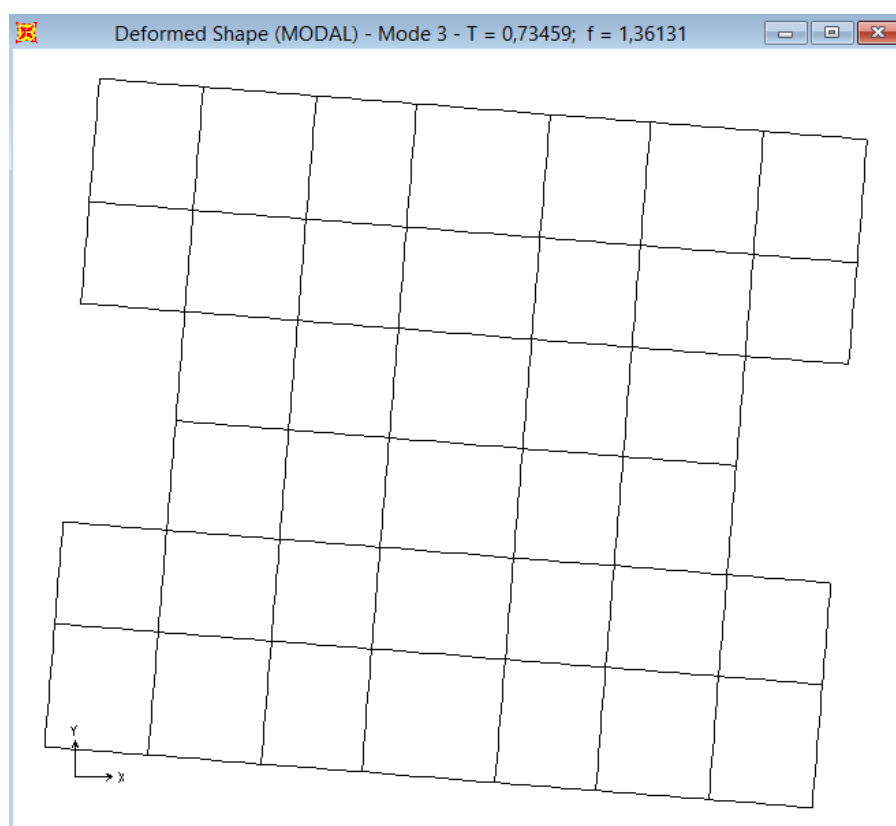


Figure IV.5 : mode 3 rotation suivant Z

IV.6.2 Vérification de la masse :

	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
►	Mode	1	1,419473	0,000001151	0,65588	1,00000000594	0,000001151	0,65588
	Mode	2	1,21914	0,65119	0,000001242	0,00000003724	0,65119	0,65589
	Mode	3	0,734587	0,00466	1,00000001058	0,00000005284	0,65585	0,65589
	Mode	4	0,389484	0,00000006395	0,22435	0,0000001652	0,65585	0,88024
	Mode	5	0,346028	0,21031	0,00000002365	0,00000006715	0,86616	0,88024
	Mode	6	0,216907	0,00579	0,00002132	0,00000004002	0,87195	0,88026
	Mode	7	0,208105	0,000002613	0,08618	0,000002952	0,87195	0,96644
	Mode	8	0,189861	0,00000009381	0,0000000366	0,2757	0,87195	0,96644
	Mode	9	0,187013	0,08419	0,0000002339	0,00000008241	0,95614	0,96644
	Mode	10	0,18135	0,00000006708	0,000006199	0,0471	0,95614	0,96645
	Mode	11	0,177632	0,00001399	0,00000004842	0,00000005718	0,95615	0,96645
	Mode	12	0,1737	5,112E-13	0,0000000285	0,11153	0,95615	0,96645

Tableau IV.1 condition de masse

D'après le tableau si dessous en remarque que la condition de masse est vérifiée dans le mode 9

Le nombre de mode a considéré est : 9

IV.6.3 Vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{emp} = C_T \times h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $h_N = 34,17$ m
- C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie $C_T = 0,05$.

$$T_{emp} = 0,05 \times 34,17^{3/4} = 0,706s$$

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :

$$T_{num} = 1,419 \text{ sec.}$$

$$T_{num} = 1,419s \geq 1,3T_{emp} = 0,92s$$

Donc la Condition du période est vérifiée.

IV.6.4 Vérification de forces sismiques à la base :

- Calcul de la force sismique totale

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A=0,25

Q : Facteur de qualité donnée. Q=1,20

R : Coefficient de comportement R=4

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie des sites, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

$$S_1 \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,30s \end{cases}$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots 0,3s \leq 0,706s \leq 3s$$

$$D = 2,5 \times 1(0,3/0,706)^{2/3} = 1,41$$

w : Poids total de la structure.

$$w = w_G + \beta w_Q$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0,2$$

$$w = 3163245 \text{ Kg.}$$

$$V = \frac{0,25 \times 1,41 \times 1,25}{4} \times 3163245 = 3484,51 \text{ KN}$$

	$V_t(\text{KN})$ (SAP200)	0,8V(KN)	Observation
Sens X	2975,584	2787,608	Vérifié
Sens Y	2802,646	2787,608	Vérifié

Tableau IV.2 Résultante des forces sismiques à la base.

IV.6.5 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement sont limités à la valeur $H_{\text{étage}}/100$.

Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$H_{\text{étage}}/100$	Observation
RDC	0,00305	0,0122	1,22	3,57	condition vérifié
1	0,00305	0,0122	0	3,06	condition vérifié
2	0,007005	0,02802	1,582	3,06	condition vérifié
3	0,011837	0,047348	1,9328	3,06	condition vérifié
4	0,017159	0,068636	2,1288	3,06	condition vérifié
5	0,022826	0,091304	2,2668	3,06	condition vérifié
6	0,028791	0,115164	2,386	3,06	condition vérifié
7	0,034879	0,139516	2,4352	3,06	condition vérifié
8	0,041023	0,164092	2,4576	3,06	condition vérifié
9	0,047089	0,188356	2,4264	3,06	condition vérifié
10	0,052993	0,211972	2,3616	3,06	condition vérifié

Tableau IV.3 : Les déplacements résultants sens X.

Niveau	δ_{ek} mm	δ_k mm	Δ_k cm	$H_{\text{étage}}/100$	Observation
RDC	0,003687	0,014748	1,4748	3,57	condition vérifié
1	0,003687	0,014748	0	3,06	condition vérifié
2	0,00836	0,03344	1,8692	3,06	condition vérifié
3	0,013966	0,055864	2,2424	3,06	condition vérifié
4	0,020195	0,08078	2,4916	3,06	condition vérifié
5	0,026898	0,107592	2,6812	3,06	condition vérifié
6	0,03396	0,13584	2,8248	3,06	condition vérifié
7	0,041206	0,164824	2,8984	3,06	condition vérifié
8	0,048523	0,194092	2,9268	3,06	condition vérifié
9	0,055737	0,222948	2,8856	3,06	condition vérifié
10	0,063089	0,252356	2,9408	3,06	condition vérifié

Tableau IV.3 : Les déplacements résultants sens Y.

CHAPITRE V

« ETUDE DES ESCALIERS ET DU PLANCHER »

V.1. Etude des escaliers

V.1.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL

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

- h : varie de 14 cm à 20 cm
- g : varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage : 3,06 m.

On prend $g = 30\text{cm}$.

$$59\text{cm} \leq 30 + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$14,5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

Pour $h = 17\text{ cm}$ on a 10 marches pour le 1er volée et 10 pour le 2eme volée

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L_f = g(n-1) = 30(10-1)$$

$$L_f = 270\text{cm} = 2.7\text{m}.$$

L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{10 \cdot 17}{270} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$l = \frac{10 \cdot 17}{\sin \alpha} = 3,07\text{m}.$$

V.1.2. Charges à prendre en considération :

Charges permanentent $G = 55 \cdot 0,3 = 16,5 \text{ daN/m}^2$

Charges d'exploitation $Q = 250 \cdot 0,3 = 75 \text{ daN/m}^2$

V.1.3. Dimensionnement des supports de marches :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 91,5 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 134,78 \text{ daN/m}$$

Le dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\text{max}} \leq \bar{f}$.

La valeur limite recommandée pour les flèches verticales d'un plancher en général : (2)

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé la valeur de la flèches est donnée par la formule suivante :

$$f_{\text{max}} = \frac{5qL^4}{384EI}.$$

$$f_{\text{max}} \leq \bar{f} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} \Rightarrow I = 8,271 \text{ cm}^4.$$

D'après les tableaux de sections des profilés laminés à chaud on a choisi : **L 45x45x6**

Avec : $I_y = 9,16 \text{ cm}^4$; $P_p = 4 \text{ kg/ml}$

$$q_{\text{ser}} = G + P_p + Q = 95,5 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35(G + P_p) + 1,5Q = 140,1 \text{ daN/m}$$

V.1.4. Vérification de résistance de la section :

$$M_{\text{sd}} = q \cdot l^2 / 8 = (140,1 \times 1,80^2) / 8 = 56,7 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,88 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 61,52 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} \succ M_{sd}$$

Donc la cornière choisi elle peut résisté à une charge $q_u = 140,1 \text{ daN.m}$

V.1.5. Dimensionnement du limon :

Le dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{\text{max}} \leq \bar{f}$.

La valeur limite recommandée pour les flèches verticales d'un plancher en général :

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250}$$

Dans le cas d'une poutre bi-articulé la valeur de la flèches est donnée par la formule suivante :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}.$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times (550 + 2500 + 40) \times 0.9 \times 2.7^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y = 848.5 \text{ cm}^4.$$

D'après le tableau des section des profilé laminé a chaud on obtiens un **UPN 160**

Avec $I_y = 925 \text{ cm}^4$; $P_p = 18.8 \text{ Kg/m}$; $W_y = 138 \text{ cm}^3$.

V.1.6. Vérification du limon :

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

$$M_{sd} = 0.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 29.481 \text{ KN.m}$$

Donc le profilé utilisé « UPN160 » satisfait la condition de résistance

V.2. Etude du plancher

V.2.1. Introduction :

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelage de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 .

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

V.2.2. Calcul de plancher mixte :

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document « structure métallique selon Eurocode03 » jean Morel

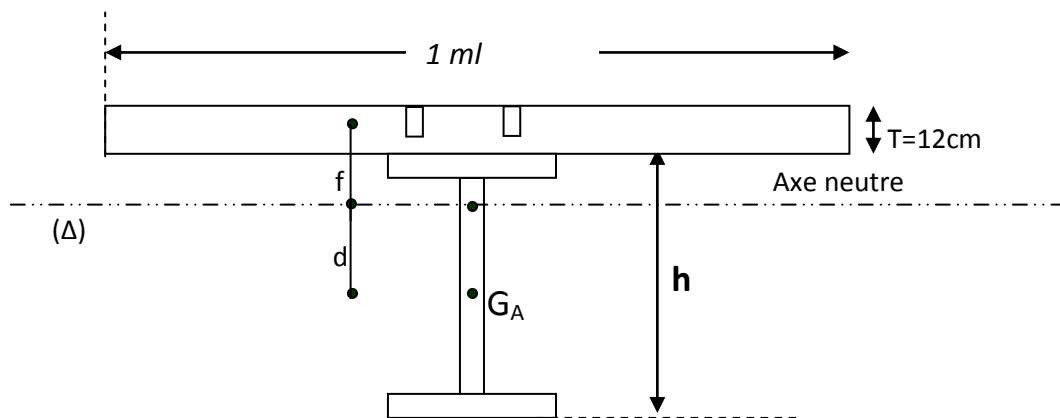


Figure V.1 : présentation du plancher collaborant

V.2.2.1. Section mixte :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : $B=b*t$

A : la section d'acier IPE180

B : la section de béton

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

$$\left. \begin{array}{l} \text{IPE180} \rightarrow A=23,9\text{cm}^2 \\ B= 1200\text{ cm}^2 \\ n=15 \end{array} \right\} \Rightarrow S=103,9\text{ cm}^2$$

V.2.2.2. Le moment d'inertie :

Calcul de « d »

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

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = \frac{100 \times 12}{15} \times \frac{12+18}{2 \times 103,9}$$

$$d=11,55\text{ cm}$$

$$V = \frac{h}{2} + d = 9 + 11,55$$

$$V=20,55\text{cm}$$

$$V' = (h + t) - V = 30 - 20,55$$

$$V'=9,45\text{cm}$$

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 1317 + 23,9 \times (11,55)^2 + \frac{100 \times 12^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 12}{15} \left(\frac{12+18}{2} - 11,55 \right)^2$$

$$I_y=6254.044 \text{ cm}^4$$

V.2.2.3. Calcul du Moment :

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M=q.l^2/8$$

Le dimensionnement se fait à l'ELU

Pour terrasse inaccessible $q=1,35(658)+1,5(100)=1038,3 \text{ daN/m}^2$

Pour plancher étage courant $q=1,35(509)+1,5(150)=912,15 \text{ daN/m}^2$

$$M=1,3 \times 1038,3 \times (4^2/8)$$

$$M=2699,5 \text{ daN.m}$$

V.2.3. Calcul des contraintes de flexion :

V.2.3.1. Dans la poutre d'acier :

- Contraintes de traction

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

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{269950 \times 20,55}{6254,044} \text{ Tel que}$$

$$\sigma_a = -887,022 \text{ daN/cm}^2$$

V.2.3.2. Dans la dalle en béton :

- *Compression de la fibre supérieure*

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n \times I} V' = \frac{269950}{15 \times 6254,044} \times 9,45$$

$$V_{sd}=2699,58 \text{ daN} < V_{pl.rd}=12237,6 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h}$$

V_{sd} : L'effort tranchant calculé précédemment

h: hauteur totale d'une section de la solive (IPE180 classe A)=180mm

t_w : l'épaisseur de l'âme =5,3mm

$$\tau = \frac{26,9958 \times 10^3}{5,3 \times 180} = 28,29 \text{ MPa} \leq 0,6 f_y = 165 \text{ MPa}$$

- **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \times l^4}{EI}$$

$q=658+100=758 \text{ daN/m}^2$ (la charge non pondérée)

$E=2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$I=6254,044 \text{ cm}^4$

$$f = 0.19 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 1.6 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

V.2.5. Contraintes additionnelles de retrait :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta}$$

$$\text{IPE180} \rightarrow A=23,9 \text{ cm}^2$$

$$I_A=1317 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{1317}{23,9 \times 15} = 3,67 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 12,67 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 24,67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{2699,5 \times 10^2}{6254,044} = 43,16 \text{ daN/cm}^3$$

$$\begin{cases} E_a \times \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \\ E_a \times \varepsilon = 420 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_a = K(h - y_1) = 43,16(18 - 12,67) \\ \sigma_a = 230,04 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma'_a = Ky_1 = 43,16 \times 12,67 \\ \sigma'_a = -546,8 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma'_{b1} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - Ky_1) \\ \sigma'_{b1} = -64,45 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma'_{b2} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - Ky_2) \\ \sigma'_{b2} = -42,99 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

Les contraintes finales

$$\sigma_a = 230,04 + 887,022 = 1117,062 < 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = -546,8 < 2750 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = -64,45 - 7,34 = -71,79 < 120 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = -42,99 + 64,08 = 21,09 < 120 \text{ daN/cm}^2$$

V.2.6. Etude des connecteurs :

V.2.6.1. Définition :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

V.2.6.2. Choix des connecteurs :

Les connecteurs sont généralement réalisés par des corniers ou bien des UPN ou parfois des goudons pour cette étude le choix a été porté sur des connecteurs souples en profilés, car les connecteurs rigides sont moins pratiques a cause qu'il peuvent introduises des risques de ruptures au niveau du béton.

Notation

h_c : la hauteur du connecteur.

d : l'espacement entre deux connecteurs successives.

h_b : l'épaisseur de la dalle.

e_c : l'épaisseur de l'âme

S : effort tangentiel par unité de longueur

$\overline{G_{adm}}$: L'effort de glissement admissible

G_c : L'effort appliqué sur le connecteur

b : largeur d'une bonde de la dalle collaborant

h : la distance entre le centre de gravité de la poutre d'acier et la fibre supérieure de la dalle collaborant

X : la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la dalle collaborant

A : aire de la section de la poutre en acier

B : aire de la section de béton seul

S' : moment statique de la section rendue homogène

I_1 : moment d'inertie de la section réduite rendue homogène

d_0 : distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la section de béton

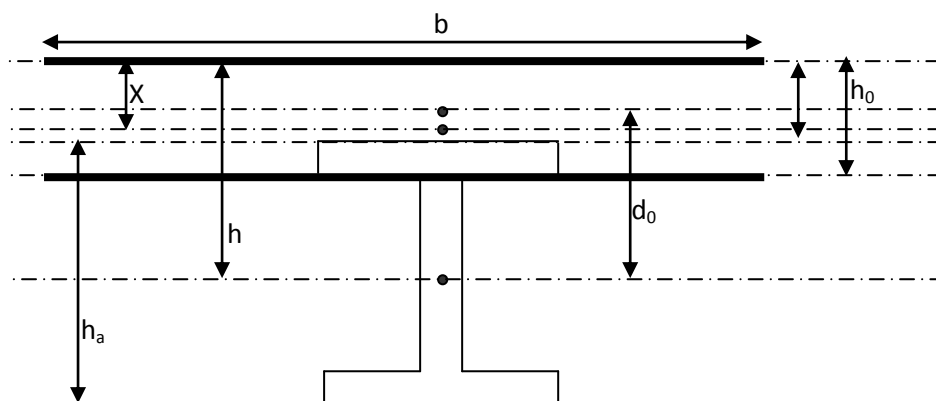


Figure V.3 : Représentation des notations

V.2.6.3. Calcul des connecteurs

$$0,25cm \leq e_c \leq 2,0cm$$

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c}$$

$$d \leq 10h_b$$

$$d \leq 10 \times 12 = 120cm$$

$$h_c = h_b - 2cm$$

Alors on prend

$$h_c = h_b - 2 = 12 - 2 = 10cm$$

Les deux centimètres c'est pour tenir compte de l'enrobage des connecteurs dans le béton de la dalle.

On utilise les connecteurs de type L100x100x6 qui à des caractéristique suivantes :

- hauteur du connecteur $h_c = 10$ cm
- largeur du connecteur $b_c = 5$ cm
- épaisseur de l'âme $e_c = 0,6$ cm

V.2.7. Vérification des conditions :

Le connecteur assure un ancrage efficace dans la dalle si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $h_c \geq 9\sqrt{e_c} \rightarrow 10cm > 9\sqrt{0,6} = 6,97cm$ OK
- $0,25cm \leq e_c \leq 2cm \rightarrow 0,25cm \leq 0,6 \leq 2cm$ OK

V.2.8. Calcul de la distance entre les connecteurs :

On a dit antérieurement que la distance ne doit pas dépasser les 10fois l'épaisseur de la dalle de béton ($d \leq 10h_b$) plus qu'on doit vérifier la relation suivante ($G_c \leq \overline{G_{adm}}$)

$$\overline{G_{adm}} = 40(e_c + 2\sqrt{e_c})\sqrt{b_c}\delta_{28}$$

$$\overline{G_{adm}} = 4298,38 \text{ daN}$$

$$G_c = S.d$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{10,383 \times 400}{2} = 2079,6 \text{ daN}$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2}$$

$$X = \frac{2 \times h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h}{n \times A}}}$$

$$h_0 = 12 \text{ cm}$$

$$d_0 = \left(\frac{h_0}{2} - e\right) + \frac{h_a}{2} = \left(\frac{12}{2} - 0,6\right) + \frac{18}{2}$$

$$d_0 = 9 \text{ cm}$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$X = \frac{2 \times 15}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 15}{15 \times 23,9}}} = 7,38 \text{ cm}$$

$$X = 7,38 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{b \cdot X^2}{2} = \frac{100 \times (7,38)^2}{2}$$

$$S' = 2728,98 \text{ cm}^3$$

$$I_1 = nI_a + nA(h - X)^2 + \frac{b \times X^3}{3} = 15 \times 1317 + 15 \times 23,9(15 - 7,38)^2 + \frac{100 \times 7,38^3}{3}$$

$$I_1 = 42386,57 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1} = \frac{2079,6 \times 2728,98}{42386,57} = 133,89 \text{ daN / cm}$$

$$G_C \leq \overline{G_{adm}} \Rightarrow S \times d \leq \overline{G_{adm}}$$

$$d \leq 32 \text{ cm} \rightarrow d = 30 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \text{ Donc c'est vérifié}$$

Conclusion : la distance entre les connecteurs est $d=30\text{cm}$ pour tous les étages

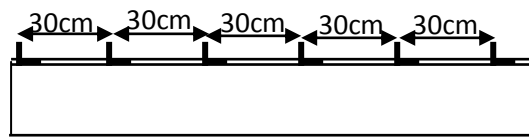


Figure V.4 : La distance entre les connecteurs.

V.2.9. Calcul du ferrailage : (6)

$$L_X = 1,3 \text{ m} ; \quad L_Y = 5 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,3}{4} = 0,325$$

→ La dalle porte dans un seul sens.

Donc on la considère comme une poutre continue.

$$G = G1 + G2$$

$$G1 = 3,0 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids du béton pour une hauteur totale de 0,12 m).}$$

$$G2 = \text{chape} + \text{isolation} + \text{béton de pente} + \text{gravillon} = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 9,58 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \text{charge d'exploitation} = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{elu}} = 1,35 G + 1,5 Q = 14,43 \text{ KN/m}^2$$

V.2.9.1. Choix de la méthode de calcul :

On applique la méthode **forfaitaire** (B.A.E.L), qui répond aux conditions d'application suivantes :

- Hypothèse1 : La méthode s'applique aux constructions où la charge d'exploitation vérifie l'inégalité :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$Q = 14,43 \text{ kN/m}^2 \leq \max \{2 \times 9,58 = 19,16 ; 5\} = 19,16 \text{ kN/m}^2$$

Elle ne s'applique qu'aux éléments fléchis dans un seul sens remplissant les conditions suivantes :

- Hypothèse2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Hypothèse3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 m et 1,25 m.
- Hypothèse 4 : Fissuration peu nuisible

V.2.9.2. Calcul du moment isostatique :

$$G = 658 \text{ daN/m}^2 \rightarrow G = 658 \times 1,3 = 855,4 \text{ daN/m}$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow Q = 100 \times 1,3 = 130 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd} = 1,35 \times 855,4 + 1,5 \times 130 = 1349,79 \text{ daN/ml}$$

En prend $L_x = 1,3 \text{ m} = \text{constante}$

$$\Rightarrow M_0 = \frac{Q_{sd} \times l_x^2}{8} = \frac{1349,79 \times 1,3^2}{8} = 285,14 \text{ daN.m}$$

- **Moments sur appuis**

- $M_A = M_{A'} = 0 \text{ daNm}$
- $M_B = M_{B'} \geq 0,5 M_0 = 142,57 \text{ daN.m} \rightarrow M_B = M_{B'} = 145 \text{ daNm}$

$$\bullet M_c = M_{c'} \geq 0,4 M_0 = 114,056 \text{ daN.m} \rightarrow M_c = M_{c'} = 115 \text{ daN.m}$$

$$\bullet M_D = M_{D'} = 115 \text{ daN.m}$$

• **Moments en travées M_t**

En isolant une travée de la poutre ; nous aurons :

- **M_g et M_d** : Sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- **M_t** : C'est le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_t ; M_g et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1 - M_t \geq \max \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_g + M_d}{2}$$

$$2 - M_t = (1 + 0,3\alpha) \times \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire}$$

$$3 - M_t = (1,2 + 0,3\alpha) \times \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{pour une travée de rive}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\alpha = \frac{130}{855,4 + 130} = 0,132$$

La travée AB

$$1 - M_{tAB} \geq \max \begin{cases} (1,05 + 285,14) - \frac{(0 + 145)}{2} = 226,897 \text{ daN.m} \\ (1 + 0,3 \times 0,132) \times 285,14 - \frac{(0 + 145)}{2} = 223,93 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$2 - M_{tAB'} = (1,2 + 0,3 \times 0,132) \times \frac{285,14}{2} = 176,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{tAB} = 223,93 \text{ daN.m}$$

La travée BC

$$1 - M_{tBC} \geq \max \begin{cases} (1,05 \times 285,14) - \frac{(145 + 115)}{2} = 169,397 \text{ daN.m} \\ (1 + 0,3 \times 0,132) \times 285,14 - \frac{(145 + 115)}{2} = 166,43 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$2 - M_{tBC'} = (1 + 0,3 \times 0,132) \times \frac{285,14}{2} = 148,22 \text{ daN.m}$$

$$M_{tBC} = 169,137 \text{ daN.m}$$

La travée CD

$$1 - M_{iCD} \geq \max \begin{cases} (1,05 \times 285,14) - \frac{(115+115)}{2} = 184,4 \text{ daN.m} \\ (1 + 0,3 \times 0,132) \times 285,14 - \frac{(115+115)}{2} = 181,43 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$2 - M_{iCD'} = (1 + 0,3 \times 0,132) \times \frac{285,14}{2} = 148,22 \text{ daN.m}$$

$$M_{iCD} = 184,4 \text{ daN.m}$$

La travée DD'

$$M_{iDD'} = 184,4 \text{ daN.m}$$

V.2.9.3. Ferrailage :

$$H = 0,12 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m} ; \quad d = 4 \text{ cm} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times f_{bu} \times d^2}$$

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

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma}$$

Les résultats trouvés sont représentés dans les tableau suivant :

	$M_U (10^{-5} \text{ MNm})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$
Appuis	145	0,064	0,082	0,04	1,04
	115	0,051	0,065	0,04	0,83
Travée	223,93	0,1	0,130	0,037	1,74
	169,137	0,099	0,130	0,037	1,31
	184,4	0,082	0,107	0,038	1,4

Tableau V.1 : section d'acier pour travée et appuis

- **Section minimale d'acier**

Le BAEL impose la section minimale suivante :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un ferrailage de $A_{st}=1,74 \text{ cm}^2$ pour le mi-travée et un ferrailage de $A_{st}=A_{\min}=1,2 \text{ cm}^2$

Chois des armature d'acier :

Pour mi-travée $A_{st}=1,74 \text{ cm}^2$

Pour appuis $A_{st}=1,2 \text{ cm}^2$

Deux nappes de triller soudée sont suffisant pour reprendre les efforts.

V.2.10. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$V_G = \frac{G \times L}{2} = \frac{958 \times 1,30}{2} = 622,7 \text{ daN}$$

$$V_Q = \frac{Q \times L}{2} = \frac{100 \times 1,3}{2} = 65 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1,35 \times 622,7 + 1,5 \times 65 = 938,15 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{938,15}{1 \times 0,08} = 11726,87 \text{ daN}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant est vérifié.

CHAPITRE VI

« DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX »

VI.1. Dimensionnement des poutres principales :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

VI.1.1. Poutre principale de rive :

Les charges maximales sollicitant la poutre de rive sont obtenues par le logiciel SAP2000 ce sont :

- ✓ $M_{sd}=42,824 \text{ KN.m}$
- ✓ $V_{sd}=53,504 \text{ KN.}$

VI.1.1.2. Caractéristiques des poutres de rives choisies (IPE240) :

	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	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	3892	284	367	73,9	9,97	2,69

Tableau V.1. Caractéristiques géométriques du profile IPE 240.

VI.1.1.2. Classe de la section transversale : (2)

- ✓ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \leq 72\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

- ✓ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{60}{9,8} = 6,12 \leq 10\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

Donc la section globale est de *classe I*.

VI.1.1.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd}=87,642 \text{ KN.}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 12,03 \text{ cm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = 148,41 \text{ KN.}$$

$$\frac{V_{pl.rd}}{2} = 74,2KN \geq V_{sd} = 53,504KN.$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

VI.1.1.4. Condition de résistance :

$$M_{pl.y} = \frac{f_y \times W_{pl.y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 367 \times 10^3}{1,1} = 78,41KN.m$$

$$M_{ply} \geq M_{sd} = 42,824KN.m$$

VI.1.1.5. Vérification du déversement :

La condition à vérifier : $M_{b.Rd} \geq M_{sd}$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.

$\beta_w = 1$ section de classe I.

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2}}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,20) + \bar{\lambda}_{Lt}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{\pi^2 E W_{pl.y}}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kl)^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

Avec :

$C_1 = 0,712$ (Charge uniformément répartie).

$K = 0,5$ (un encastrement parfait).

$K_w = 1$

$\alpha_{Lt} = 0,21$ (profilé laminé).

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 12,9 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 37,4 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 284 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0,712 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 284}{(0,5 \times 425)^2} \left[\left(\frac{0,5}{1} \right)^2 \frac{37,4 \times 10^3}{284} + \frac{(0,5 \times 425)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 12,9}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 284} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 927169,3 \times [32,92 + 80,04]$$

$$M_{cr} = 98,544 \text{ KN.m.}$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 367}{98,544 \times 10^5} \right]^{0,5} = 87,81$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = 0,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} > 0,4$$

Donc il y'a risque de déversement.

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,9 - 0,2) + 0,9^2] = 0,98$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{0,98 + \sqrt{0,98^2 - 0,9^2}} = 0,73 < 1$$

$$M_{brd} = \frac{0,73 \times 235 \times 367 \times 10^3}{1,1} = 57,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} \geq M_{sd}$$

Conclusion : la poutre de rive on IPE 240 est stable vis-à-vis du déversement.

VI.1.2. Poutre principale centrale :

Les charges maximales sollicitant la poutre centrale sont obtenues par le logiciel SAP2000 ce sont :

$$\checkmark M_{sd} = 73,005 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark V_{sd} = 87,642 \text{ KN.}$$

VI.1.2.1. Caractéristiques des poutres centrales choisies (IPE300) :

	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	W _{pl,z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	8356	604	628	125	12,5	3,35

Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du profilé IPE 300.

VI.1.2.2. Classe de la section transversale :

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \leq 72\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 \leq 10\varepsilon. \Rightarrow \text{Classe I}$$

Donc la section globale est de *classe I*.

VI.1.2.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 87,642 \text{ KN.}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 17,73 \text{ cm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = 218,7 \text{ KN.}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = 109,35 \text{ KN} \geq V_{sd} = 87,64 \text{ KN.}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

VI.1.2.4. Condition de résistance :

$$M_{pl,y} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628 \times 10^3}{1,1} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} \geq M_{sd} = 73,005 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

VI.1.2.5. Vérification du déversement :

La condition à vérifier : $M_{b,rd} \geq M_{sd}$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.

$\beta_w = 1$ section de classe I.

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2}}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{Lt} - 0,20) + \bar{\lambda}_{Lt}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \left[\frac{\pi^2 E W_{pl,y}}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kl)^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

Avec :

$C_1 = 0,712$ (Charge uniformément répartie).

$K = 0,5$ (un encastrement parfait).

$K_w = 1$

$\alpha_{Lt} = 0,21$ (profilé laminé).

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 20,1 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 126 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 604 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0,712 \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 604}{(0,5 \times 425)^2} \left[\left(\frac{0,5}{1} \right)^2 \times \frac{126 \times 10^3}{604} + \frac{(0,5 \times 425)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 20,1}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 604} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1971867,16 [52,15 + 58,64]^{0,5} = 207,55 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{Lt} = \left[\frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 628}{207,55 \times 10^5} \right]^{0,5} = 81,01$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = 0,86$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} > 0,4$$

Donc il y'a risque de déversement

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,86 - 0,2) + 0,86^2] = 0,94$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{0,94 + \sqrt{0,94^2 - 0,86^2}} = 0,75 \leq 1$$

$$M_{brd} = \frac{0,75 \times 235 \times 628 \times 10^3}{1,1} = 100,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} \geq M_{sd}$$

VI.2. Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en « effort normal + moment fléchissant » pour le dimensionnement de ses éléments, il faut vérifier que

$$M_{ny.Rd} \geq M_{sd}$$

M_{sd} : le moment sollicitant (tirés par le logiciel SAP2000) .

$M_{ny.Rd}$: le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial.

$$M_{ny.Rd} = M_{ply.Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$$

Avec :

$$a = (A - 2bt_f) / A$$

$$n = N_{sd} / N_{pl.Rd}$$

VI.2.1. Poteau de rive :

	N _{sd}	M _{sd}	profi chp3	N _{plrd}	N	a	M _{plyrd}	M _{nyrd}
10	487,966	13,71	HEB100	555,4545	0,878499	0,230769	22,26091	3,057525
9	487,966	13,71	HEB100	555,4545	0,878499	0,230769	22,26091	3,057525
8	487,966	13,71	HEB100	555,4545	0,878499	0,230769	22,26091	3,057525
7	487,966	13,71	HEB100	555,4545	0,878499	0,230769	22,26091	3,057525
6	638,96	16,264	HEB120	726,3636	0,87967	0,223529	35,29273	4,781153
5	638,96	16,264	HEB120	726,3636	0,87967	0,223529	35,29273	4,781153
4	972,19	21,65	HEB140	918,6364	1,058297	0,218605	52,42636	-3,43135
3	972,19	21,65	HEB140	918,6364	1,058297	0,218605	52,42636	-3,43135
2	1203,62	26,43	HEB160	1160,045	1,037563	0,233886	75,62727	-3,21697
1	1203,62	26,43	HEB160	1160,045	1,037563	0,233886	75,62727	-3,21697
RDC	1241,65	31,56	HEB180	1395,045	0,890043	0,228178	102,8445	12,76484

Tableau V.3 : vérification des profilés trouver dans le pré-dimensionnement

Conclusion :

Donc les profilés ne vérifie pas les conditions de résistance donc il faut augmenter la section.

	N _{sd}	M _{sd}	profi util	N _{plrd}	N	a	M _{plyrd}	M _{nyrd}
10	487,966	13,71	HEB140	918,6364	0,531185	0,218605	52,42636	27,59439
9	487,966	13,71	HEB140	918,6364	0,531185	0,218605	52,42636	27,59439
8	487,966	13,71	HEB140	918,6364	0,531185	0,218605	52,42636	27,59439
7	487,966	13,71	HEB140	918,6364	0,531185	0,218605	52,42636	27,59439
6	638,96	16,264	HEB160	1160,045	0,550806	0,233886	75,62727	38,47013
5	638,96	16,264	HEB160	1160,045	0,550806	0,233886	75,62727	38,47013
4	972,19	21,65	HEB180	1395,045	0,696888	0,228178	102,8445	35,18801
3	972,19	21,65	HEB180	1395,045	0,696888	0,228178	102,8445	35,18801
2	1203,62	26,43	HEB200	1668,5	0,721378	0,231754	137,2614	43,25639
1	1203,62	26,43	HEB200	1668,5	0,721378	0,231754	137,2614	43,25639
RDC	1241,65	31,56	HEB200	1668,5	0,744171	0,231754	137,2614	39,71776

Tableau V.4 : profilés des poteaux de rive utilisé.

VI.2.2. Poteaux centraux :

	N _{sd}	M _{sd}	profi chp3	N _{plrd}	N	a	M _{plyrd}	M _{nyrd}
10	487,966	13,71	HEB100	555,4545	0,878499	0,230769	22,26091	3,057525
9	487,966	13,71	HEB100	555,4545	0,878499	0,230769	22,26091	3,057525
8	638,96	16,264	HEB120	726,3636	0,87967	0,223529	35,29273	4,781153
7	972,19	21,65	HEB140	918,6364	1,058297	0,218605	52,42636	-3,43135
6	972,19	21,65	HEB140	918,6364	1,058297	0,218605	52,42636	-3,43135
5	1203,62	26,43	HEB160	1160,045	1,037563	0,233886	75,62727	-3,21697
4	1241,65	31,56	HEB180	1395,045	0,890043	0,228178	102,8445	12,76484
3	1241,65	31,56	HEB180	1395,045	0,890043	0,228178	102,8445	12,76484
2	1507,68	32,18	HEB200	1668,5	0,903614	0,231754	137,2614	14,96406
1	1507,68	32,18	HEB200	1668,5	0,903614	0,231754	137,2614	14,96406
RDC	1612,84	32,18	HEB220	1944,091	0,829611	0,226374	176,6773	33,94603

Tableau V.5 : vérification des profilés trouver dans le pré-dimensionnement

Conclusion :

Donc les profilé ne vérifie pas les conditions de résistances donc il faut augmenter la section.

	N_{sd}	M_{sd}	profi util	N_{plrd}	N	a	M_{plyrd}	M_{nyrd}
10	487,966	13,71	HEB140	918,6364	0,531185	0,218605	52,42636	27,59439
9	487,966	13,71	HEB140	918,6364	0,531185	0,218605	52,42636	27,59439
8	638,96	16,264	HEB160	1160,045	0,550806	0,233886	75,62727	38,47013
7	972,19	21,65	HEB180	1395,045	0,696888	0,228178	102,8445	35,18801
6	972,19	21,65	HEB180	1395,045	0,696888	0,228178	102,8445	35,18801
5	1203,62	26,43	HEB200	1668,5	0,721378	0,231754	137,2614	43,25639
4	1241,65	31,56	HEB200	1668,5	0,744171	0,231754	137,2614	39,71776
3	1241,65	31,56	HEB200	1668,5	0,744171	0,231754	137,2614	39,71776
2	1507,68	32,18	HEB220	1944,091	0,775519	0,226374	176,6773	44,72265
1	1507,68	32,18	HEB220	1944,091	0,775519	0,226374	176,6773	44,72265
RDC	1612,84	32,18	HEB240	2264,545	0,712214	0,230189	224,9591	73,16054

Tableau V.6 : les profilés utilisé pour les poteaux central.

VI.3. Dimensionnement des contreventements :

VI.3.1. Introduction :

La stabilité des structures est assurée par plusieurs types des contreventements, pour notre structure on a adopté des contreventements en X dans les deux sens.


L'effort agissant sur les contreventements tiré du logiciel SAP2000 est de :

$$N_{sd}=435,057 \text{ KN}$$

VI.3.2. Vérification de la résistance :

La condition à vérifier est :

$$N_{t.Rd} \geq N_{sd}$$

-  70*10 en X

	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique		
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	I _y = I _z Cm ⁴	W _{ply.} = W _{pl.z} Cm ³	i _y = i _z Cm
L70*10	10,3	13,1	70	70	10	57,24	11,66	2,09

Tableau V.7 : caractéristiques géométriques du profilé L70x10.

$$N_{t.Rd} = \min(N_{pl.RD}; N_{u.Rd}; N_{net.Rd})$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 1310 \times 235}{1,1} = 559,73 \text{ KN}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2(1310 - 18 \times 10) \times 360}{1,25} = 585,792 \text{ KN}$$

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2(1310 - 18 \times 10) \times 235}{1,1} = 482,82 \text{ KN}$$

∟ 70x10 résistent à l'effort normal de traction.

CHAPITRE VII

« CALCUL DES ASSEMBLAGES »

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 quelques fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer de 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.

VII.1. Liaison poteau-poutre :

VII.1.1. Efforts sollicitant :

Les différents efforts qui sollicitent l'assemblage poteau-poutre (obtenu après une modélisation en logiciel SAP2000)

$$V_{sd} = 78,499 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 87,636 \text{ kN.m}$$

Epaisseur de la platine est de 20 mm.

VII.1.2. Soudure de la platine :

- Soudure de la semelle tendue

Le type du cordon qui relie la semelle (IPE220) et la platine est un cordon frontal.

Calcul de la gorge du cordon «a» :

$$N_d = (M_{sd}/h) = (87,636 \times 10^3 / 300) = 292,12 \text{ kN.}$$

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u} \Rightarrow a \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u \times \sum l}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{Mw} = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\sum l = 2 \times 110 = 220 \text{ mm}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{292120 \times \sqrt{2}}{360 \times 220}$$

$$a \geq 5,21 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de 10mm

- Soudure de l'âme

Le type du cordon qui relie la semelle (IPE220) et la platine est un cordon frontal.

Calcul de la gorge du cordon «a» :

$$N_d = (M_{sd}/h) + N_{sd} = (33,503 \times 10^3 / 300) + 266,171 = 377,85 \text{ kN.}$$

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u} \Rightarrow a \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u \times \sum l}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{Mw} = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\sum l = 2 \times 177,6 = 355,2 \text{ mm}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{377850 \times \sqrt{2}}{360 \times 220}$$

$$a \geq 6,74 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de 10mm.

VII.1.3. Dispositions constructives :

On prend un assemblage composé de 2 files de 4 boulons HR 10.9 $\Phi 16$.

- Pince longitudinale e_1 ; et transversale e_2 :

Lorsque les éléments de structure sont soumis à des intempéries ou à d'autres risques de corrosion, il convient que les pinces ne dépassent pas $40\text{mm} + 4t$ avec t est l'épaisseur du plat extérieure le plus mince donc $t = 12\text{mm}$ (épaisseur de la semelle du poteau HEB140)

$$e_1; e_2 \leq 40 + 4t \Rightarrow e \leq 88 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 50\text{mm}$; $e_2 = 40\text{mm}$

- Entraxe p_1

On a utilisé des boulons HR à serrage contrôlé la valeur minimale de p_1 est de $3d_0$ et la valeur maximale est de $14t$.

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 168 \text{ mm}$$

On prend $p_1 = 100\text{mm}$

- Entraxe p_2

On a utilisé des boulons HR à serrage contrôlé la valeur minimale de p_1 est de $3d_0$. (EC6.5.1.6)

$$p_2 \geq 3d_0 \Rightarrow p_2 \geq 60$$

On prend $p_2=90\text{mm}$.

VII.1.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

D'après le tableau 65.3 (1)

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

A : aire de la section résistante en traction du boulon.

$$f_{t.Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 192}{1,25} = 138,24 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 f_{t.Rd} (0,025 + 0,125 + 0,225 + 0,325)$$

$$M_R = 193,536 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 87,636 \text{ KN.m}$$

Donc l'assemblage résiste aux efforts de traction.

VI.1.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$f_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 192}{1,25} = 76,8 \text{ KN}$$

$$f_{sd} = \frac{78,499}{8} = 9,81 \text{ KN}$$

$$f_{v.Rd} \geq f_{sd}$$

Donc les boulons résistent au cisaillement.

VII.1.6. Vérification de la pression diamétrale

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

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

t : épaisseur minimale des pièces a assemblés.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 1,41; 2,77; 1) = 0,83$$

$$f_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 1000 \times 18 \times 12}{1,25} = 358,56 \text{ KN} \geq V_d = 9,81 \text{ KN}$$

VII.2. Liaison poutrelle-poutre :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la poutrelle avec l'âme de la poutre, avec une file verticale de 2 boulons.

Efforts à prendre en considération :

$$V_{sd} = 12,21 \text{ KN}$$

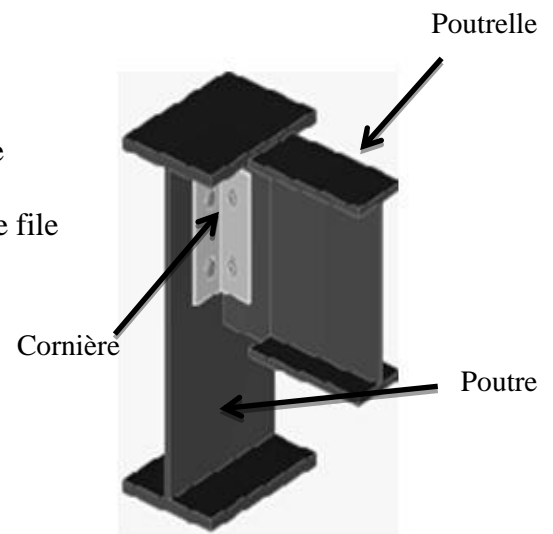


Figure VII.1. Assemblage poutrelle-poutre.

VII.2.1. Choix du Gousset :

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \geq V_{sd} \Rightarrow A_v \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{M0}}{(f_y / \sqrt{3})} = 99 \text{ mm}^2$$

Le profilé choisi pour le gousset est une cornière L60x60x10. ($A=1110 \text{ mm}^2$).

VII.2.2. Dispositions constructives :

L'assemblage adopté pour assurer la liaison poutre-poutrelle est un assemblage d'une file de 2 boulons de HR 10.9 $\Phi 16$.

Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_2 \leq 63,6 \text{ mm}$$

On prend $e_2 = 35 \text{ mm}$.

Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 19,2\text{mm} \leq e_1 \leq 63,6\text{mm}$$

On prend $e_1=30\text{mm}$.

Entraxe p_1 :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 35,2\text{mm} \leq e_2 \leq 74,2\text{mm}$$

On prend $p_1=40\text{mm}$.

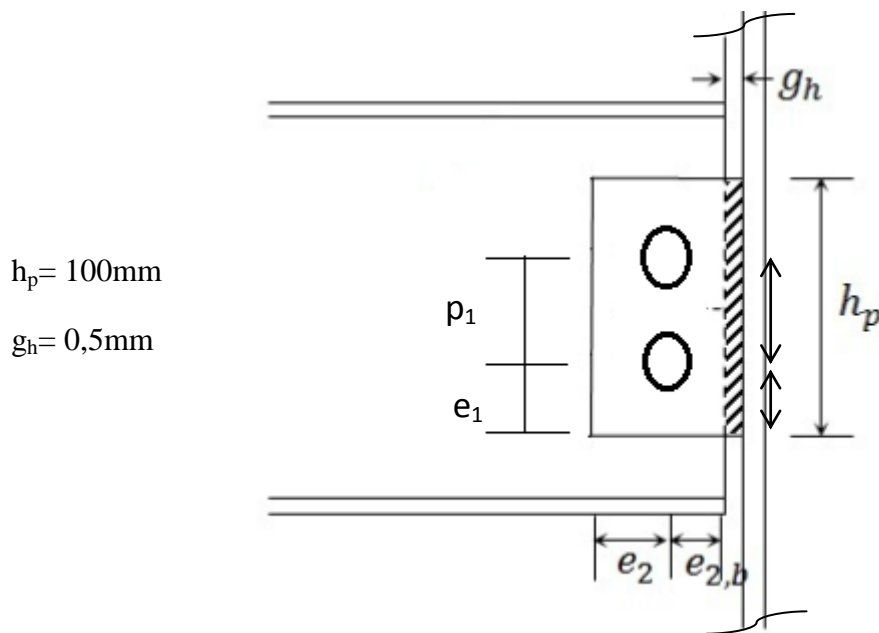


Figure VII.2 : Disposition des boulons

VII.2.3. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

:

$$f_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 62,8 \text{KN}$$

$$f_{sd} = 12,21 \text{KN}$$

$$f_{v.Rd} \geq f_{sd}$$

Donc les boulons résistent au cisaillement.

VII.2.4. Vérification de la pression diamétrale :

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

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

d : diamètre du boulon.

t : épaisseur minimale des pièces à assemblées.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,62; 0,49; 2,77; 1) = 0,49$$

$$f_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,49 \times 1000 \times 16 \times 5,3}{1,25} = 83,104 \text{ KN} \geq V_{sd} = 12,21 \text{ KN}$$

L'épaisseur des pièces est suffisante pour résister à la pression diamétrale.

VII.3. Assemblage poteau-poteau :

La liaison est réalisée à l'aide de deux couvre-joints qui relient les deux extrémités des semelles des poteaux successifs avec 2 files verticale de boulons HR 10.9, et deux autres couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes.

Les efforts sollicitant tirés par le logiciel SAP2000 sont :

$$N_{sd} = 1513,82 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22,78 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 38,26 \text{ KN.m}$$

Donnée:

Boulons HR Ø30

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

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1, e_2$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{u.(couvre-joint)} = 360 \text{ N/mm}^2$$

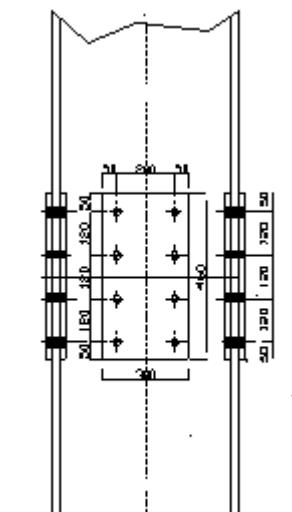


Figure VII.3 : Assemblage poteau-poteau

D'ou:

$$P_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$P_2 = 200 \text{ mm.}$$

$$e_1 = e_2 = 50 \text{ mm.}$$

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

VII.3.1. dimensionnement des couvre-joints de la semelle:

$$N_{pl.RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 f_y} = \frac{1513,82 \times 1,1}{2 \times 235} = 3542,99 \text{ mm}^2$$

La largeur du couvre joint est égale à celle de la semelle 300mm on calcule l'épaisseur du couvre-joint.

$$t = 3542,99/300 = 11,81 \text{ mm.}$$

On prend une épaisseur de 20 mm.

Vérification de la section nette :

$$N_{pl.RD} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = (b - 2d) \times t = (300 - 2 \times 33)20 = 4680 \text{ mm}^2$$

$$N = 1213,056 \text{ KN} \cdot \frac{N_{sd}}{2}$$

VII.3.2. Résistance les boulons des semelles :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø30 cisailé dans la partie non fileté est donnée par :

$$F_{v.RD} = \frac{0,6 \times A \times f_{ub}}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 707 \times 1000}{1,25} = 339,36 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{1513,82}{8} = 189,23 \text{ KN}$$

$$F_{v.RD} \succ F_{sd}$$

Donc le nombre de boulons choisi est suffisant pour reprendre l'effort de cisaillement.

VII.3.3. Résistance à la pression diamétrale :

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

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,55; 0,96; 2,77; 1)$$

$$\alpha = 0,55$$

$$f_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 1000 \times 30 \times 19}{1,25} = 627 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{8}$$

VII.3.4. Dimensionnement des couvre joint de l'âme :

Donnée :

Boulons HR Ø30

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

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1, e_2$$

D'ou:

$$P_1 = 120 \text{ mm.}$$

$$P_2 = 80 \text{ mm.}$$

$$E_1 = e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$N_{pl.RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{2 f_y} = \frac{1513,82 \times 1,1}{2 \times 235} = 3542,99 \text{ mm}^2$$

La largeur du couvre joint est égale à :

$$L = 2 e_2 + p_2 = 180 \text{ mm}$$

$$t = 3542,99 / 180 = 19,6 \text{ mm.}$$

On prend un couvre joint d'une épaisseur de 30mm.



VII.3.5. Vérification de la section nette :

$$N_{pl.RD} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = (b - 2d) \times t = (180 - 2 \times 33)30 = 3420 \text{ mm}^2$$

$$N = 886,46 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{2}$$

VII.3.6. Résistance des boulons d'âme:

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø30 cisailé dans la partie non filetée est donnée par :

$$F_{v.RD} = \frac{0,6 \times A \times f_{ub}}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 707 \times 1000}{1,25} = 339,36 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{1513,82}{8} = 189,23 \text{ KN}$$

$$F_{v.RD} > F_{sd}$$

Donc le nombre de boulons choisi est suffisant pour reprendre l'effort de cisaillement.

VII.3.7. Résistance à la pression diamétrale :

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

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,55; 0,96; 2,77; 1)$$

$$\alpha = 0,55$$

$$f_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 1000 \times 30 \times 11}{1,25} = 363 \text{ KN} > \frac{N_{sd}}{8} = 189,23 \text{ KN}$$

VII.4. Les pieds de poteaux**VII.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise**

Cordons de soudure HEB240

Semelle $a_a = 0,7 t_f = 0,7 \times 17 = 11,9 \text{ mm}$; On prend $a_a = 15 \text{ mm}$

Ame $a_s = 0,7 t_w = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$, On prend $a_s = 10 \text{ mm}$

Cordons de soudure HEB200

Semelle $a_a = 0,7 t_f = 0,7 \times 15 = 10,5 \text{ mm}$; On prend $a_a = 15 \text{ mm}$

Ame $a_s = 0,7 t_w = 0,7 \times 9 = 6,3 \text{ mm}$, On prend $a_s = 10 \text{ mm}$

Surface de la platine :

$$a \geq 240 + (2 \times 15) = 270 \text{ mm}$$

On prend $a = 300 \text{ mm}$

$$b \geq 240 + (2 \times 15) = 270 \text{ mm}$$

On prend $a = 300 \text{ mm}$

L'épaisseur de la platine :

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 f_j \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} \Rightarrow t = c \left(\frac{3 f_j \times \gamma_{M0}}{f_y} \right)^{0,5}$$

$$t = 30 \left(\frac{3 \times 25 \times 1,1}{235} \right)^{0,5} = 17,77 \text{ mm}$$

On prend une épaisseur de 30mm .

VII.4.2. Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{a.b} + \frac{M}{I.y} = \frac{1627300}{300 \times 300} + \frac{34250000}{(300 \times 30^3 / 12) \times 150} = 18,08 + 0,33 = 18,41 \text{ MPa} < \sigma_b$$

VII.4.3. Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2) \leq N_{sd / tige}$$

Avec :

g_c : dosage en ciment du béton ($g_c = 350 \text{ kg/m}^3$).

$r = 3\Phi$; $l_2 = 2\Phi$; $l_1 = 20\Phi$.

d_1 : distance entre la tige et la paroi la plus proche. ($d_1 = 240 \text{ mm}$)

On prend 8 tiges d'ancrages pour chaque poteau.

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{0,240}} (20\phi + 18,9\phi + 7\phi) \leq N_{sd/tige} = \frac{1627,3}{8} = 203,42 \text{ KN}$$

$$0,102 \frac{11,01\phi^2}{0,24 + \phi} = 203,42 \Rightarrow 113\phi^2 - 203,42\phi - 48,8208 = 0$$

$$\phi \geq 20,14 \text{ mm}$$

Le diamètre choisi des tiges d'ancrages est : $\Phi 32$.

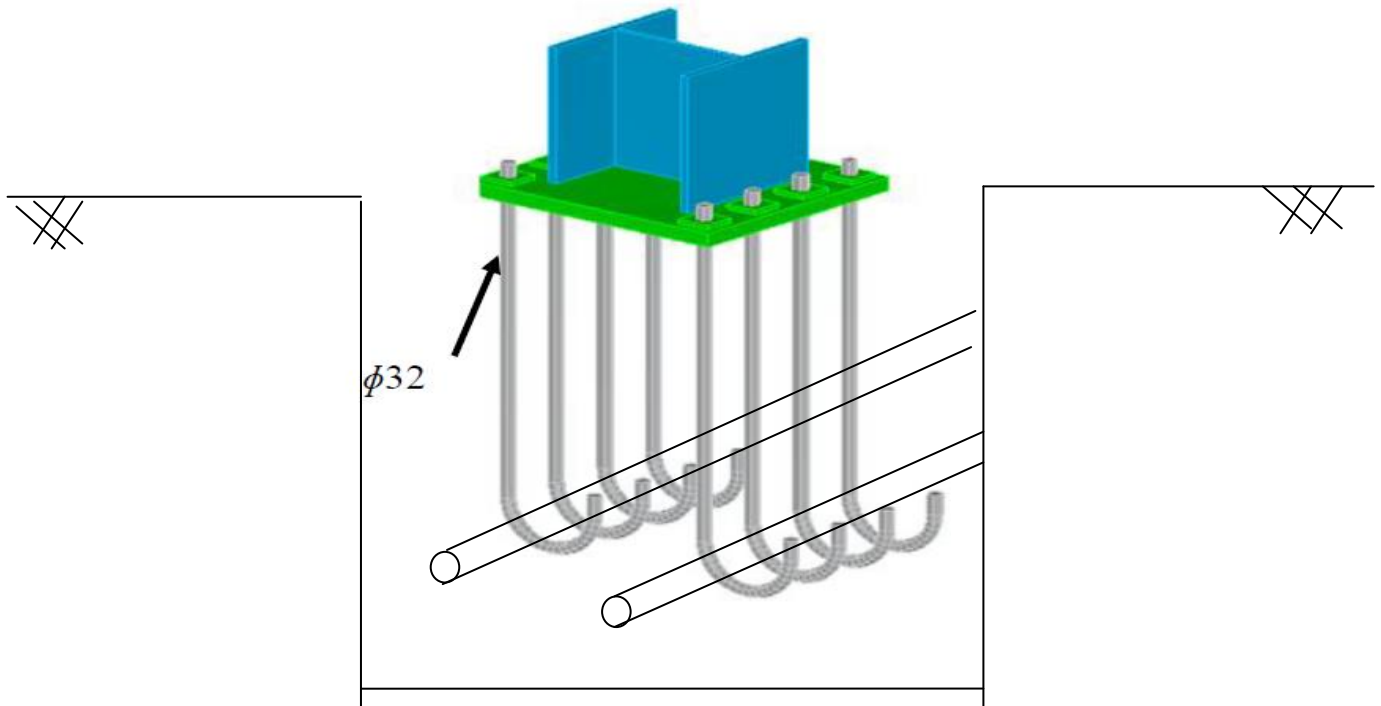


Figure VII.4. Positionnement des tiges

VII.4.4. Condition d'équilibre : (6)

$$\frac{N}{8} \leq F_A$$

$$F_A = \pi \cdot \tau_{su} \cdot \phi \cdot l_1$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times 1^2 \times 2,4 = 1,44 \text{ MPa}$$

$$F_A = 3,14 \times 1,44 \times 10^{-3} \times 32 \times 20 \times 32 = 926 \text{ KN}$$

$$F_A \geq \frac{N}{8} = 203,41 \text{ KN}.$$

Donc la condition de BAEL est vérifiée.

VII.5. Assemblage contreventement :

La liaison poteau contreventement est assurée par des boulons ordinaires qui travaillent aux cisaillements qui sont fixées sur un gousset soudé sur le poteau.

L'effort sollicitant l'assemblage est de :

$$V_{sd} = 293,194 \text{ KN.}$$

En premier lieu on va étudier la soudure (gousset-poteau), après une vérification de la résistance des boulons (disposition ; nombre ; diamètre).

VII.5.1. Soudure gousset-poteau :

Le type du cordon qui relie la semelle (HEB) et le gousset ($250 \times 250 \times 15$) est un cordon frontal.

Calcul de la gorge du cordon «a» :

$$N_d = 293,194 \text{ kN.}$$

$$a \sum l \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u} \Rightarrow a \geq \beta_w \gamma_{Mw} \frac{N \sqrt{2}}{f_u \times \sum l}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{Mw} = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\sum l = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{293194 \times \sqrt{2}}{360 \times 500}$$

$$a \geq 2,82 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de 10mm.

VII.5.2. Disposition constructive :

On adopte pour cet assemblage une seule file de 4 boulons ($\Phi 20$, classe 8.8) Boulons HR Ø30

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

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200) \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1, e_2$$

D'où:

$$p_1 = 80 \text{ mm. } e_1 = e_2 = 50 \text{ mm.}$$

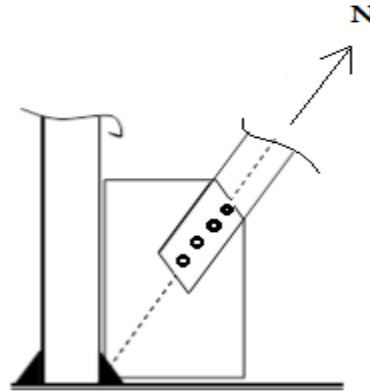


Figure VII.5. Assemblage poteau-contreventement

VII.5.3. Résistance des boulons aux cisaillements :

$$f_{v.Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 800 \times 245}{1,25} = 78,4 \text{ KN}$$

$$f_{sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{293,194}{4} = 73,29 \text{ KN}$$

$$f_{v.Rd} \geq f_{sd}$$

VII.5.4. Vérification de la pression diamétrale :

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

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

d : diamètre du boulon.

t : épaisseur minimale des pièces à assemblées.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 0,96; 2,22; 1) = 0,83$$

$$f_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 360 \times 20 \times 12}{1,25} = 143,42 \text{ KN} \geq V_{sd} = 73,29 \text{ KN}$$

Conclusion :

Tous les assemblages adoptés sont vérifiés.

CHAPITRE VIII

« ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE »

VIII.1. Introduction:

On appelle fondation (infrastructure), la base de l'ouvrage se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci le poids de l'édifice (charges) et les surcharges utiles et accidentelles appliquées sur la construction.

Le but recherché à atteindre par l'établissement de toutes fondations est double :

- reporter les charges et surcharges à un niveau convenable ; les répartir sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate (terrain appelé bon sol) et cela tout en assurant la stabilité, et la sécurité de la construction.
- de plus la fondation devra résister elle-même aux charges qu'elle transmet, à la réaction du sol d'assise, à celle des couches de terrains et nappes phréatiques traversées et qui pourraient être agressives.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

Remarque : le bon sol, sera le sol capable de supporter les constructions projetées sans permettre ni tassement appréciable, ni glissement, ni affouillement.

VIII.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2 bars.

VIII.2.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{240}{240} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1201,595 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B \geq 2,45 \text{ m}$$

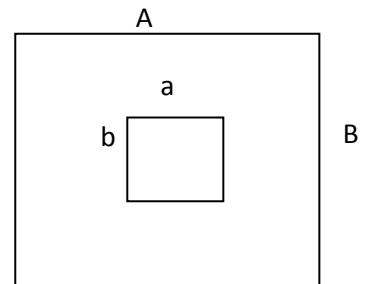


Figure VIII.1 : semelle isolé

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII.2.2. semelles filantes

VIII.2.2.1. Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

VIII.2.2.2. Calcul de la surface totale des semelles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} .$$

Avec :

N : L'effort le plus défavorable. (à l'ELU)

S_s : Largeur de la semelle continue sous les poteaux.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{58083,231}{200} = 290,42 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_{bat} = (24,45 \times 21,70) - 2 \times (7,1 \times 3,3) = 483,705 \text{ m}^2$$

$$S_s = 290,42 > 0,5S_{bat} = 241$$

VIII.2.2.3. Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VIII.2.3. Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VIII.3. Pré dimensionnement du radier

VIII.3.1. Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

VIII.3.2. Selon la condition forfaitaire

VIII.3.2.1. La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

VIII.3.2.2. La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 120 \text{ cm}$	Nervure
$h_d = 80 \text{ cm}$	Dale
$b = 50 \text{ cm}$	Largeur de la nervure

VIII.4. Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 58083,231 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 42178,931 \text{ KN}$

VIII.5. Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{1659,0631}{200} = 290,43 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42178,931}{1,33 \times 200} = 158,57 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 483,705 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 290,43 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$

Nous prenons : $L_d = 50 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 483,705 + 52,795 = 536,5 \text{ m}^2 .$$

VIII.6. Vérifications

VIII.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{58083,231 \times 1}{483,705} \times \frac{4,25}{2} = 255,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{255,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,71 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

VIII.6.2. Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l' E.L.U

h : Épaisseur totale du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0,24 + 0,24 + 2 \times 0,4) \times 2 = 2,56m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 2,56 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 2090,67 KN$$

$$N_u = 1655,063 KN < \bar{N}_u = 2090,67 KN$$

VIII.6.3. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 0,7 \times 456 = 4788 KN$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$G_T = G_{rad} + G_{bat} = 4837,43 + 3163,245 = 36469,5$$

Avec :

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10KN/m^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h=0.7 m$)

$$G_T = 36469,543 KN > 4788 KN$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure

Débordement « D » :

$$D \geq \max \left[\frac{h_n}{2}; 30cm \right] = 35cm$$

$$D = 50 cm .$$

Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 » on a obtenu les résultats suivants :

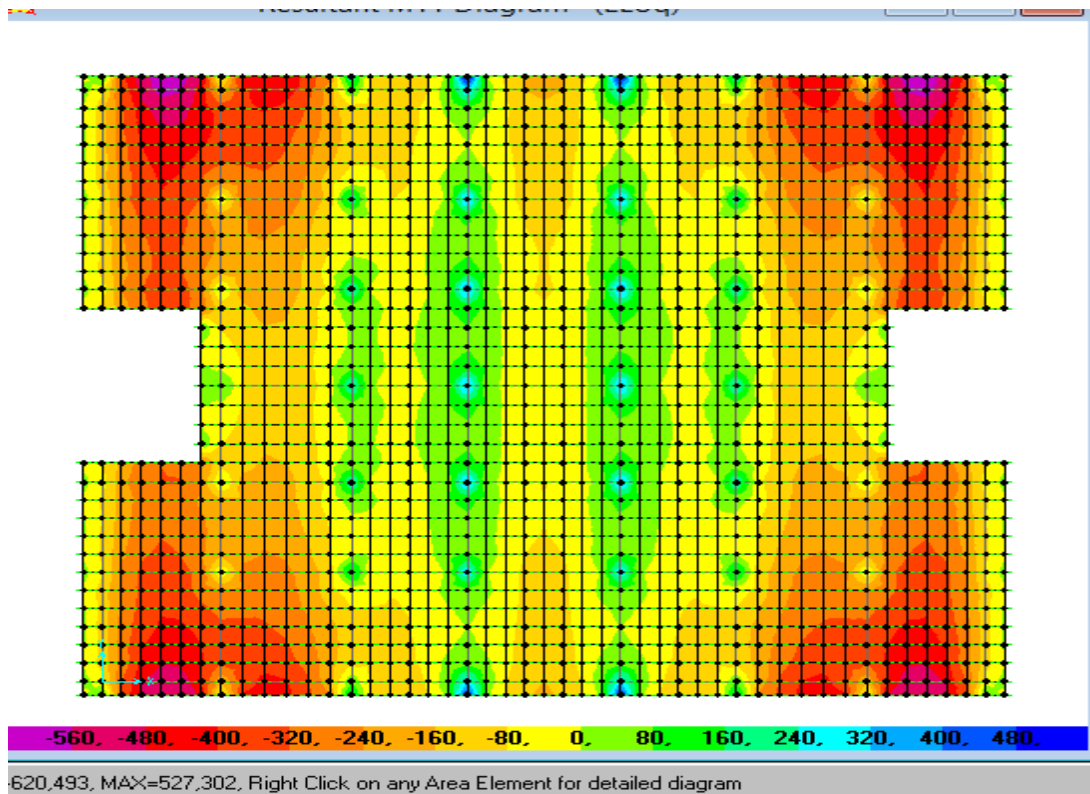


Figure VIII.2 : Moment: M_1 «ELU»

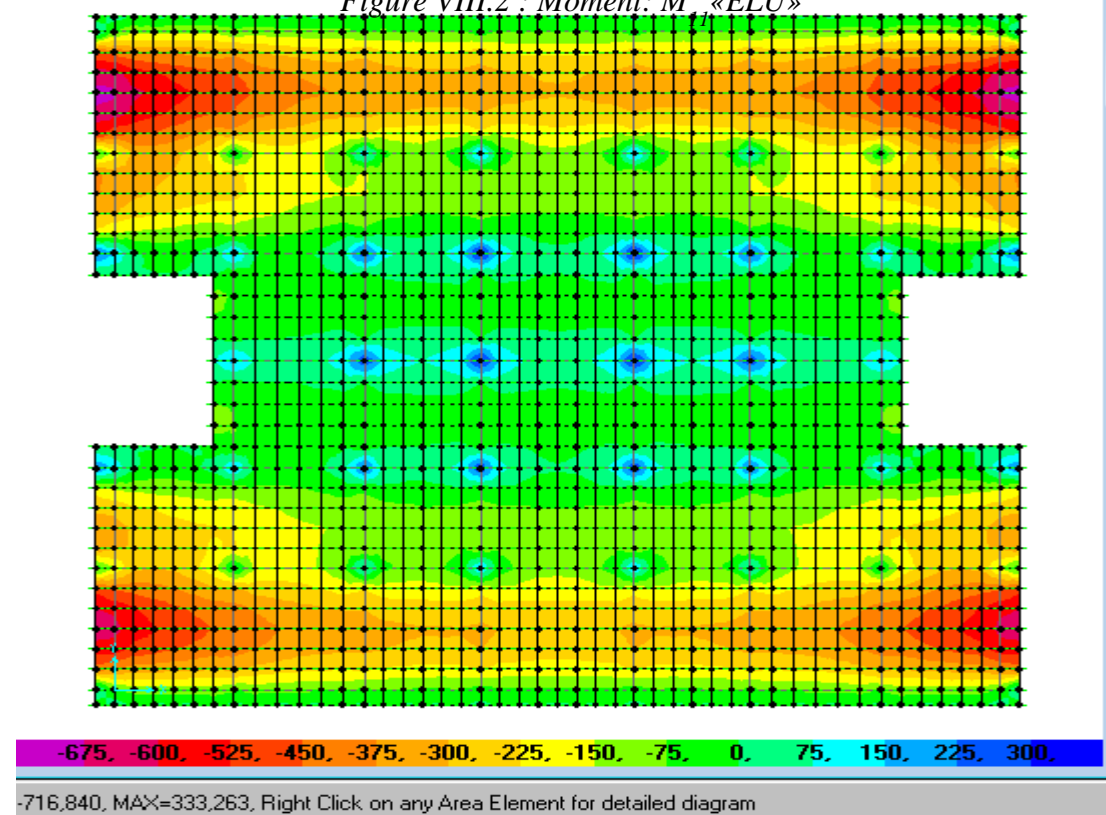


Figure VIII.3 : Moment: M_{22} «ELU»

VIII.7. Calcul du Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de : « 0,8×1,00 »m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

VIII.7.1. Ferrailage suivant Lx (En travée) :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{11}}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{620,493 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,084$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,11$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,69m$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{z \sigma_{st}} = \frac{620,493}{0,69 \times 347,8} = 25,86 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 20 T14 $A_{st}=30,8 \text{ cm}^2$

VIII.7.2. Ferrailage suivant Ly (En travée) :

$$\mu_{bc} = \frac{M_{22}}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{720,840 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,098$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,13$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,68m$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{z \sigma_{st}} = \frac{720,840 \times 10^{-3}}{0,68 \times 347,8} = 30,47 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 20 T14 $A_{st}=30,8 \text{ cm}^2$

VIII.7.2. Ferrailage en appui :

$$M_{11}=372,398 \text{ KN.m} \quad M_{22}=271,176 \text{ KN.m}$$

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferrailage en appui, on trouve :

$$A_{sx}=15,26 \text{ cm}^2 : \text{Le choix : « 6T20 » de section, } 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{sy}=11,03 \text{ cm}^2 : \text{Le choix : « 6T20 » de section, } 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VIII.8. Vérification :**VIII.8.1 Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{st} \geq 9 \text{ cm}^2$$

Donc : $36,18 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

VIII.8. 2. L'ELS :

Le moment maximum en travée $M_{tsmax} = 521,093 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{720,840}{521,093} = 1,38$$

$$\Rightarrow \frac{0,38}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\rightarrow \alpha = 0,13 < 0,44$ condition vérifié.

VIII.9. Calcul du Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

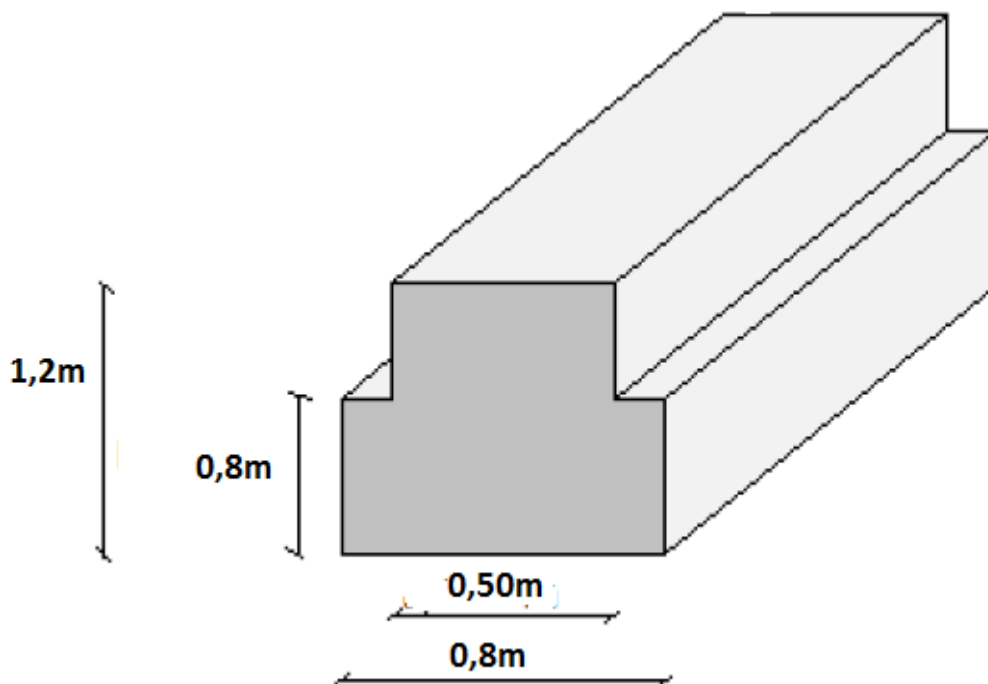


Figure VIII.4 : Les dimensions de la nervure

VIII.9.1. Ferrailage longitudinal à l'ELU :**VIII.9.1.1. En travée :**

Le moment maximum en travée $M_{t,max} = 469,466 \text{ kN.m}$.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2).$$

On a: $b = 0,80\text{m}$; $h_0 = 0,80\text{m}$; $d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$.

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,17 \times (1,08 - 0,80/2) = 6,17 \text{ Mn.m.}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bc} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{469,466 \times 10^{-3}}{0,55 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,051$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,065$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,05m$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{z \sigma_{st}} = \frac{469,466 \times 10^{-3}}{1,05 \times 347,8} = 12,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix } \ll 10T14 \rightarrow A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \rightarrow \text{condition de non fragilité est vérifiée.}$$

VIII.9.1.2. En appui :

Le moment maximum en appui $M_{a,\max} = 369,04 \text{ kN.m.}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{369,04 \times 10^{-3}}{0,55 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,04$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,051$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,05m$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{z \sigma_{st}} = \frac{369,04 \times 10^{-3}}{1,05 \times 347,8} = 10,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix } \ll 8 T 14 \rightarrow A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \rightarrow \text{condition de non fragilité est vérifiée.}$$

VIII.9.2. Vérification à l'ELS :

En travée :

Le moment maximum en travée $M_{tsmax} = 521,093 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{469,466}{341,294} = 1,37$$

$$\Rightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$\rightarrow \alpha = 0,065 < 0,43$ condition vérifié.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

En appui :

Le moment maximum en travée $M_{asmax} = 284,937 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{369,04}{284,294} = 1,29$$

$$\Rightarrow \frac{1,65-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39$$

$\rightarrow \alpha = 0,051 < 0,39$ condition vérifié.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

CHAPITRE IX

COMPARAISON ENTRE BETON ARME ET CHARPENTE METALLIQUE

IX.1. Introduction :

Pour qu'on puisse faire la comparaison on va calculer le devis estimatif de notre projet :

On suppose que :

L'acier est de 250 DA le Kg.

Le béton armé de 30 000 DA le m³.

La tôle par 250 DA le m².

Et pour l'estimation de délais on a passé par l'étape suivante :

Identification des activités : Réaliser WBS (matrice découpage) des deux types de projet

Séquencement des activités : classer les tâches par ordre chronologique.

Estimation des durées des activités.

Elaboration de l'échéancier.

IX.2. Construction En Charpente Métallique :

Si on jetant un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier la révolutionnée, aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages.

La construction métallique, courante dans le domaine des bâtiments industriels et de stockage (principalement dans la construction de ponts, de halles et de toiture au portée imbattables ou au forme complexes), reste rare dans l'habitas résidentiel.

Aujourd'hui, la construction métallique signifie, construction intelligente et forme élégante.

IX.2.1. Les Eléments De La Construction Métallique :

IX.2.1.1. Les dalles :

On peut citer deux types de dalle :

Plancher métallique : ce type de plancher est composé de tôles profilées et d'une dalle en plusieurs couches. La tôle profilée en acier est seule porteuse et peu servir de coffrage pour la chape coulé sur place, la nervure souvent de forme trapézoïdale. Les tôles sont galvanisées.

Plancher mixte acier –béton : le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle de béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de la membrure supérieure comprimée, la tôle sert d'armature et garantie par sa forme l'adhérence au béton. Un léger treillis d'armature dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée au poutrais par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier- béton. Ce système est très économique.

IX.2.1.2. les poutres :

On appelle poutres les éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges des planchers et de la toiture vers les appuis. Nous avons plusieurs types :

Profilée laminée à larges ailes : la portée recommandée de 4 jusqu'à 7m, elle sert à reprendre les efforts importants avec hauteur minimale.

Poutre à aile étroites (IPE) : profilé économique, leur portée recommandée jusqu'à 9 m pour les planchers, et 16 m pour la toiture.

Poutre alvéolaires : fabriquée à partir de profilés IPE, HEA ou HEB, elles sont avantageuses pour la reprise de moments de flexion importants, les portées recommandées jusqu'à 12m pour les planchers et jusqu'à 20m pour la toiture.

Poutre à treillis : les poutres à treillis sont utilisées lorsque la portée du cadre est grande ou pour les couvertures de halles avec une forme spéciale. Les poutres à treillis peuvent être composées de divers profilés.

IX.2.1.3. les poteaux :

Les poteaux en acier ont, en générale, une section beaucoup plus réduite que ceux en béton. Ils occupent peu de surface au sol, ce qui contribue à un rapport avantageux entre surface totale et surface utile. Nous avons plusieurs types :

Section en I : c'est la forme la plus courante et la plus économique, elle convient particulièrement bien au raccordement de poutre dans les deux directions.

Section en caisson rectangulaires et section pleine en acier : convient pour des poteaux avec fortes charges, fléchis selon les deux axes, grandes longueurs de flambage.

Profilés laminés creux : les arrêtes arrondies donnant une image rassurante, le remplissage en béton augmente la résistance mécanique et la résistance au feu.

Poteau composé de plusieurs sections : convient si le sommet doit être placé entre les deux moitiés du poteau, ou si les conduites placées dans le poteau doivent demeurer accessibles.

IX.2.2. Les Avantages De La Construction Métallique :

La construction métallique offre d'importants avantages pour la conception, la réalisation et l'utilisation :

La construction en acier permet une mise en œuvre rapide et efficace indépendante des conditions atmosphériques, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement, considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier supporte la comparaison avec les autres modes de construction.

Grande liberté grâce aux structure filigranes et légères.

Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments.

Facilité d'adaptation aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.

Comportement élastique avec une résistance et une rigidité élevées. Ainsi, l'acier supporte des contraintes très élevées à la traction comme à la compression, jusqu'à sa limite élastique.

IX.2.3. Les inconvénients de La Construction Métallique :

Malgré les avantages de la construction en acier et ces qualités incommensurables, elle souffre toujours de quelques inconvénients tel que :

La conductivité thermique élevée, ce qui induit lors d'incendie une perte de sa résistance et une déformation complète de l'ossature provoquée par les dilatations importantes de l'acier.

Très grand consommateur d'énergie lors de sa fabrication.

Le comportement à la corrosion, ce qui nécessite des traitements et l'utilisation des peintures.

Le coût élevé de projet de point de vue matière première.

IX.2.4. Estimation de coût :

IX.2.4.1. coût de l'ossature métallique :

Pour les poteaux on utilise :

43 profilés (HEB140).

22 profilés (HEB160).

28 profilés (HEB180).

42 profilés (HEB200)

13 profilés (HEB220).

7 profilés (HEB240).

Pour les poutres centrales on utilise 90 profilés (IPE300).

Pour les poutres de rive on utilise 55 profilés (IPE240).

Pour les poutrelles on utilise 322 profilés (IPE180).

Pour les contreventements on utilise 110 profilés (2L70x70x10).

Ce qui nous donne un poids total de 268 249,2 kg de l'acier avec **67 062 300DA**.

IX.2.4.2. coût des dalles :

Nous avons utilisé une dalle mixte partir de rez de chaussé jusqu'à la terrasse

Le volume total de béton sera de 609,473 m³.

Le cout total de béton : **6 476 203,125 DA**.

IX.2.4.3. coût de La tôle (COFFRAPLUS 60) :

Nous avons utilisé une surface de 4039,41 m².

Le cout total de la tôle : **1 009 852,5 DA** .

IX.2.4.5. coût de l'infrastructure :

Les fondations qu'on a utilisé, c'est un radier général.

Le volume totale est de : $V_{inf} = V_{rad} + V_{ner} = 423,884 + 63,47 = 487,354 \text{ m}^3$.

Le cout total de fondation : **14 620 620 DA**.

IX.2.4.6. Conclusion :

Le coût global de la construction est de **89 168 975,63 DA**.

IX.2.5 Estimation de délai « charpente métallique » :

Les taches	Délais (mois)
Préparation des profilés en atelier + fondation	6
Pose des éléments porteurs et le coulage des dalles	6
Totale	12

IX.3. Construction en béton armé :

Le béton reste le matériau de construction le plus utilisé, il est déjà connu dans l'antiquité dans la construction de forteresses, de temple et de monuments.

Aujourd'hui, plus de 80% des maisons individuelle possède un plancher en béton (type poutrelle et hourdis), 70% on des murs en bloqué béton, 60% des fosses eaux usées et pluviales sont en béton.

Il désigne un matériau de construction composite fabriqué avec des granulats (sable et /ou de gravillons), agglomérés par un liants (souvent du ciment, quelquefois du bitume pour obtenir de béton bitumineux) et de l'eau.

IX.3.1. Les avantages de la construction en béton :

La construction en béton armé offre plusieurs avantages tel que :

Très peu consommateur d'énergie lors de sa fabrication, qui ne demande aucune cuisson.

Le béton reste 100% recyclable en fin de vie, et les granulats qu'il forme à cet instant, considérés comme matières non polluantes de classe trois à la déchetterie, pouvant sans risque, être utilise comme remblais.

Le béton possède une haute résistance à la compression.

L'ultime avantage qui doit nous conforter dans notre choix, et le coût global très compétitif d'une construction en béton.

IX.3.2. Les Inconvénients de la construction en béton :

Comme la charpente métallique, la construction en béton armé a ces inconvénients :

Le principal inconvénient est la durée de réalisation très longue, qui est dus à l'intempérie, et à la période entre le coffrage et le décoffrage qui peut atteindre 28 jours dans les conditions normales.

Un chantier en béton armé nécessite beaucoup de travailleurs et de la main d'œuvres qualifié.

Un chantier qui prend un espace très important.

IX.3.3. Estimation de coût pour béton armé:

On prend la même supposition des prix que la première partie :

IX.3.3.1. Les voiles :

Le volume total des voiles de la superstructure et de l'infrastructure et de 638,745 m³.

IX.3.3.2. Les dalles :

Le volume total des dalles est de 735 m³.

Pour les fondations nous avant utilise un radier général d'épaisseur $e=1$ m, et les nervures d'une hauteur de $h=10,40$ m donc le volume totale b sera de 606,53 m³.

IX.3.3.4. Les poteaux :

Le volume total des poteaux est 356,55 m³

Rapport-gratuit.com



Conclusion :

Le volume total de notre structure est 2336,89 m³

Le coût global est de **70 104 900 DA**.

IX.3.4 Estimation de délai « charpente métallique » :

Les tâches	Délais (mois)
Installation de chantier+ Fondation	6
coulage des poteaux et les dalles	13
Totale	19

IX.4. comparaison :**IX.4.1. comparaison des coûts :**

Le cout construction en charpente métallique 89 168 975,63 DA.

Le coût de la construction en béton armé 70 104 900 DA.

Ce qui se traduit par un coût très bas par rapports à la construction en charpente métallique.

Le prix de la construction en béton armé est moins chère de 43 % que la construction en charpente métallique.

IX.4.2. comparaison des délais :

Le délais estimé pour la construction en charpente métallique est : 12 mois , et de la construction en béton armé 19 mois .

Ce qui se traduit que la construction en acier a un délai très court par rapports à la construction en béton armé.

Conclusion :

Suite à la conclusion de notre étude comparative pour ce projet et qui à démontrer que le coût réel de la charpente est supérieur à celui du béton.

Notre point de vue personnel est le suivant :

- afin de gagner sur le coût de revient pour une structure en charpente métallique il faut que le plan de celle-ci répond strictement à des trames qui correspondent aux exigences des longueurs des profilés afin de pouvoir réaliser un projet nettement économique.
- Quant aux grand surfaces et halls la structure en charpente métallique reste la plus favorable économiquement et la plus sollicitée sur le plan durée de réalisation.

Conclusion

La réalisation de notre projet de fin d'étude a été une occasion pour nous d'utiliser et d'approfondir les connaissances théoriques acquises durant le cycle de formation, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul et les règlements du domaine (GENIE CIVIL).

Cette première expérience nous a permis de connaître les principales étapes de l'étude d'une structure à grande hauteur en charpente métallique et de conclure que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur sa concordance avec le cas réel.

De plus, l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Aussi, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances et seul le travail continu et la volonté de recherche pourront nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir.

ANNEX A

LES RESULTATS TROUVES POUR LA STRUCTURE EN BETON :

1) Poteaux :

étages	Section (cm ²)
10 ^{eme}	(30x30)
9 ^{eme}	(30x30)
8 ^{eme}	(40x40)
7 ^{eme}	(40x40)
6 ^{eme}	(40x40)
5 ^{eme}	(50x50)
4 ^{eme}	(50x50)
3 ^{eme}	(50x50)
2 ^{eme}	(55x55)
1 ^{ere}	(55x55)
RDC	(55x55)

2) Poutres :

La section utilisée pour les poutres principales et secondaires est de 30x35 cm².

3) Dalle :

Toutes les dalles (en corps creux) ont une épaisseur de (16+5) cm.

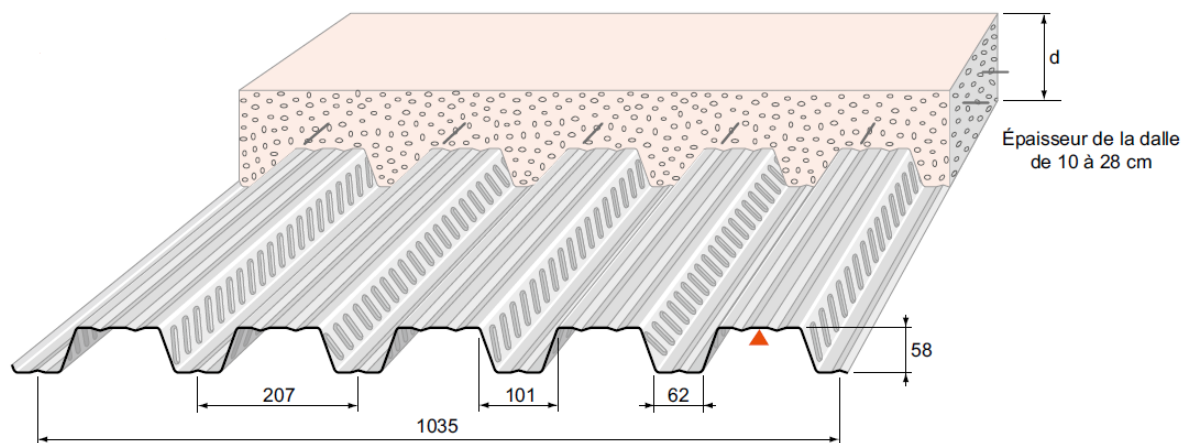
4) Voile :

Tous les voiles ont une épaisseur de 20 cm.

ANNEX B

CARACTERISTIQUES DU COFRA PLUS 60 :

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES



Définition :

Cofraplus 60 est un profil nervuré cranté latéralement destiné à la construction de dalles béton.

Cofraplus 60 évite le décoffrage, allège le plancher et économise une nappe d'armatures.

Cofraplus 60 est spécialement conçu pour les ouvrages à surcharges modérées et portées moyennes. Les planchers sur vide sanitaire doivent être visitables et ventilés.

Caractéristiques :

Épaisseur nominale de la tôle e	mm	0,75	0,88	1,00	1,25
Poids au mètre carré utile	kg/m ²	8,53	10,00	11,37	14,22
Section active d'acier : A	cm ² /ml	10,29	12,17	13,91	17,57
Inertie propre du profil : i	cm ⁴ /ml	55,12	65,21	74,53	93,94
Position fibre neutre : v _i	cm	3,33	3,33	3,33	3,33
Module d'inertie : I/v _i	cm ³ /ml	16,55	19,58	22,38	28,20

Consommation nominale de béton :

Épaisseur d	cm	10	11	12	13	14	15	16	18	20	24	28
Litrage	l/m ²	65	75	85	95	105	115	125	145	165	205	245
Poids théorique du béton seul*	kg/m ²	155	179	203	227	251	275	299	347	395	491	587

Références bibliographiques

- (1) -Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations.
- (2) - Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers CCM97.
- (3) - Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003.
- (4) - Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99.
- (5) - Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.4.10 Conception et dimensionnement des structures mixte
- (6) - BAEL91 Calcul des Structures en béton.
- (7) - Eurocode 3,4
- (8)- Etude et dimensionnement d'un bâtiment industriel à ARZEW, (Mr BOUTASTA A. & Mr BOURDIM M.) ,2013 Université ABOU BEKR BELKAID.
- (9)- Etude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3), Mr TRIGUI H.Y. 2013 Université ABOU BEKR BELKAID.
- (10)- Etude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol à ORAN. Mr MIDOUN M. H. & Mr MOSTEFAOUI W. 2013 Université ABOU BEKR BELKAID.
- (11)- Etude d'un bâtiment« 2 sous-sol, RDC + 9 étages » du forme irrégulière à usage multiple (Mlle CHIKHE H.) 2013 Université ABOU BEKR BELKAID.
- (12)- Etude d'un bâtiment « r+10 »à usage d'habitation contreventé par voiles (Mr BELKADI A.) 2010 USTHB

Résumé :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à ossature métallique et à usage d'habitation (R+10). Cette étude est comparée avec celle déjà réalisée en béton armé et située à Alger.

En premier lieu nous avons présenté l'ouvrage et les différentes charges et surcharges que la structure doit supporter. Après nous dimensionnons les éléments porteurs.

Ensuite, nous étudions le plancher mixte qui est composé d'une tôle nervurée, de connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé (12cm). L'étude sismique, par la méthode statique équivalente, a été entamée afin de vérifier la stabilité de la structure. Nous avons terminé notre projet par le calcul des différents assemblages nécessaires ainsi que les fondations. Le mémoire a été achevé par une comparaison entre les deux variantes acier et béton.

Mots clés : bâtiment à grande hauteur, plancher collaborant, construction métallique, étude sismique, coût, délai.

Abstract:

This project consists of the study of a building of steel frame work for residential use.

This is compared with a subsequent one made of reinforced concrete and situated in Algiers.

First, we introduce the project and its different loadings and unloading's that the structure must support. Then we calculate the supporting elements.

Next, we study the floor which is composed of folded steel sheet, a slab and connectors.

The seismic study is done by the equivalent static method to check the stability of the structure.

Finally, we calculate the different assemblies and also the foundations.

We conclude our work with a comparison between the two types of construction (steel and concrete). Our project ended with a conclusion.

Keys words: High rise buildings, steel construction, seismic study, cost, and timing.

الملخص :

الهدف من هذا المشروع هو اعادة دراسة مبنى بهيكل حديدي و مقارنته مع مبنى دو هيكل بخرسانة مسلحة.

اولا قمنا بتعريف المشروع و تقييم مختلف الاثقال و التأثيرات المناخية ثم حساب مختلف ابعاد عناصر الهيكل.

بعد ذلك قمنا بدراسة البلاطات ودراسة ديناميكية للبناء مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA.99 v 2003.

و اخيرا درسنا الاساسات وقارنا بين الهيكلين (خرسانة و حديدي).

كلمات البحث : انشاءات معدنية, الزلازل , الوقت و الثمن.