

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



Mémoire de fin d'étude
En Vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Construction métallique

Thème

*Conception et Calcul d'une structure en
Construction Métallique R+2*

Proposé et dirigé par :

M^{me}:Chahour Kahina

Etudié par :

M^{er} : Haddad Sofiane

Promotion 2015/2016

REMERCIEMENTS

J'adresse mes plus sincères sentiments de reconnaissance et de gratitude à ma promotrice **Madame Chahour Kahina** qui m'a accompagné le long de l'élaboration de ce mémoire. Je voudrai Particulièrement la remercier pour son aide inestimable et ses précieux conseils.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner ce qui permettra sans doute de l'enrichir notamment par leurs précieux commentaires.

Je tiens aussi à remercier du fond du cœur tous mes enseignants et le staff administratif du département de génie civil de l'université Mouloud Mammeri pour m'avoir accompagné le long de ma formation.

Enfin, mes remerciements vont également à toutes les personnes qui de pré ou de loin ont collaboré à l'élaboration de ce travail.

Je dédie ce modeste travail à

- *A ma mère à qui je souhaite longue vie.*
- *A mon père à qui je souhaite longue vie.*
- *A mon frère et mes sœurs.*
- *A tous mes amis.*
- *A tous ceux qui se sont sacrifiés pour que le savoir et la science rayonnent dans le monde.*

Sofiane

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Dédicace	
Liste des notations	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	

CHAPITRE I : Généralité.

I-1.Introduction.....	1
I-2. Présentation de l'ouvrage.	1
I-3. Description de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.....	2
I-4.Zone d'implantation.	2
I-5. Dimension en élévation et en plan.	2
I-6. Les éléments de l'ouvrage.....	2
I-7. Le système structural.....	2
I-7.1. Les planchers.	2
I-7.2. Les escaliers.	2
I-7.3. Les revêtements.....	3
I-7.4. Les façades.....	3
I-7.5. Les fondations.....	5
I-8. Les caractéristiques des matériaux.....	7
I-8.1. L'acier.....	5
I-8.2. Le béton.	7
I-9. Caractéristique de sol.	7

CHAPITRE II : Etude climatique.

II-1. Introduction.....	8
II-2. Etude de la neige.....	8
II-2.1. But de l'étude.....	8
II-2.2. Charge de la neige sur la toiture S_k	8
II-2.3. Charges de la neige sur le sol S_k	9
II-3. disposition de charge avec accumulation.....	10
II-4. Etude au vent.....	10
II-4.1. Calcule de la pression statique due au vent.....	11
II-4.2. Hypothèses et conventions.....	11
II-4.3. Calculs du coefficient dynamique c_d	11
II-4.4. Calculs de la pression nette $W (Z_j)$	11
II-4.5. Calcul de la pression dynamique q_{dyn}	12
II-4.6. Détermination des coefficients des pressions C_{pe}	13
II-4.7. Détermination des différentes zones de pression.....	14
II-5. Calcul de la force de frottement.....	24

CHAPITRE III : Evaluation des charges et surcharges.

III-1. Introduction.....	26
III-2. Charge permanentes.....	26
III-2.1. Toiture.....	27
III-2.2. Plancher étage courant.	27
III-2.3. Les façades.....	28
III-2.4. Les escaliers.	29
III-3. Charges variables.	29
III-4. Charges d'exploitation.	29.

III-5. Surcharges climatiques.	30
III-6. Effet de la température.	30

CHAPITRE IV : Prés – Dimensionnement Des Eléments.

IV-1. Introduction.	31
IV-2. Règles empiriques de pré-dimensionnement.	31
IV-3. Prés dimensionnements des solives.	33
IV-4. Prés dimensionnement des poutres secondaires.	35
IV-5. Prés-dimensionnements des poutres maitresse.	35
IV-6. Prés –dimensionnements des poteaux.	35
IV-6.1. Vérification du Poteau.	36

CHAPITRE V : Etude du plancher.

V-1. Introduction.	40
V-2. Avantages des dalles mixtes.	40
V-3. Etude du plancher mixte à dalle collaborant.	41
V-3.1. Ferrailage de la dalle en béton.	41
V-3.2. Etude des solives (IPE ₂₀₀).	46
V-4. Plancher étage courant.	51
V-5. Caractéristique de la dalle mixte.	52
V-6. Calculs des contraintes additionnelles dues au retrait.	56

V-7. Calcul de la connexion acier béton.	58
V-7.1. Etude des poutres secondaires.	60
V-7.2. Etude des poutres maîtressées.	60

CHAPITRE VI : Calcul Des Eléments (Panne, Echantignole, Lisse, Lierne ...).

VI-1. Dimensionnement des pannes.	64
VI-1.1. Charge à considérer.	64
VI-1.2. Vérification à la sécurité.	65
VI-2. Calcul des liernes.....	70
VI-3. Calcul de l'échantignolle.....	71

CHAPITRE VII : Vérification Des Portiques.

VII-1. Introduction.	73
VII-2. Calcul de l'imperfection géométrique globale.	75
VII-2.1. Modélisation avec les imperfections.	76
VII-2.2. Calcul des efforts internes additionnels.	77
VII-2.3. Combinaisons à L'ELU avec prise en compte de $H_{eq} = P$...77	
VII-3. Choix de la méthode d'analyse.	78
VII-3.1. Détermination de facteur d'éloignement minimum α_{Cr}	78

CHAPITRE VIII : Etude Sismique.

VIII-1. Introduction.....	80
VIII-2. Choix de la méthode de calcul.	80
VIII-3. Calcule la force sismique.	82
VIII-3.1. Détermination du coefficient d'accélération de zone A.....	82

VIII-3.2. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D.....	83
VIII-3.3. Détermination le coefficient de comportement.....	83
VIII-3.4. Détermination du facteur de qualité.....	83

CHAPITRE IX : Les fondations.

IX-1. Introduction.....	84
IX-2. Charges à considérer.....	84
IX-3. Vérification de la contrainte du sol.....	84
IX-4. Ferrailage de la fondation.....	85
IX-5. Calcul des longrines.....	88
Conclusion Générale.....	89

LISTE DES FIGURES

Figure I-1. Escalier droit à deux volées avec palier de pose.....	3
Figure I-2. Brique creuse.....	4
Figure I-3. Diagramme contrainte-déformation d'un acier.....	6
Figure II-1. La charge de la neige sur toiture.....	9
Figure II-2. Disposition de la charge avec accumulation.....	10
Figure II-3. La répartition de la pression dynamique.....	13
Figure II-4. Légènder pour les parois verticales.....	14
Figure II-5. Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.....	15
Figure II-6. Toiture.....	16
Figure II-7. Légènde pour les parois verticales.....	18
Figure II-8. Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.....	19
Figure II-9. Légènde pour la toiture.....	20
Figure III-1. Plancher d'étage courant.....	28
Figure IV-1. Disposition des solives dans une trame.....	34
Figure V-1. Plancher mixte à dalle collaborante.....	40
Figure V-2. Dimension d'un panneau.....	41
Figure V-3. La répartition des moments fléchissant.....	42
Figure V-4. Largeur participante de la dalle.....	53
Figure V-5. Répartitions des contraintes plastiques.....	55
Figure V-6. Contraintes additionnelles due au retrait.....	57
Figure V-7. Dimension minimale des goujons.....	58
Figure V-8. Schéma statique d'une poutre maitresse.....	60
Figure V-9. Schéma statique d'un sommier équivalent.....	61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1. Facture de terrain.....	12
Tableau II-2. Valeur de la pression dynamique dans la structure.....	13
Tableau II-3. Coefficient de pression extérieur (toiture à deux versants) à $\Theta=0^\circ$	16
Tableau II-4. Coefficient De Pression Des Zone FGHI.....	20
Tableau II-5. Coefficient de pression extérieur (toitures à deux versants) à $\Theta=90^\circ$	21
Tableau II-6. Récupérateur de pression statique du vent au RDC dans le sens V_1.....	22
Tableau II-7. Récupérateur de pression statique du vent au 1^{er} étage dans le sens V_1.....	22
Tableau II-8. Récupérateur de pression statique du vent à la Toiture dans le sens V_1.....	23
Tableau II-9. Récupérateur de pression statique du vent au RDC dans le sens V_2.....	23
Tableau II-10. Récupérateur de pression statique du vent au 1^{er} étage dans le sens V_2.....	24
Tableau II-11. Récupérateur de pression statique du vent à la Toiture dans le sens V_2.....	24
Tableau III-1. Les caractéristiques de la toiture.....	27
Tableau III-2. Les caractéristiques de l'étage courant.....	27
Tableau III-3. Les caractéristiques des murs extérieurs.....	28

Tableau III-4. Les caractéristiques des murs intérieurs.....	28
Tableau III-5. Les caractéristiques des éléments qui constituent le voilée.....	29
Tableau III-5. Les caractéristiques des éléments qui constituent le palier.	30
Tableau IV-1. Caractéristique d’IPE 200.....	35

LISTE DES NOTATIONS

A Section brute d'une pièce

A_{net} Section nette d'une pièce

A_w Section de l'âme

A_v Aire de cisaillement

C_t Coefficient de topographie

C_r Coefficient de rugosité

C_p Coefficient de pression

C_{pe} Coefficient de pression extérieur

C_{pi} Coefficient de pression intérieur

C_e Coefficient d'exposition

C_d Coefficient dynamique

E Module d'élasticité longitudinale de l'acier

G Module d'élasticité transversale de l'acier

G Charge permanente

K₀ Coefficient de flambement

K_T Facteur de terrain

L Longueur

M_{Sd} Moment fléchissant

M_{Rd} Moment résistant

M_{Pl} Moment plastique

M_{Cr} Moment critique

M_{b;Rd} Valeur de calcul de la résistance au déversement

N_{pl;Rd} Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

$N_{b;Rd}$ Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement

N_{sd} Effort normal

N_{tsd} Effort normal de traction

N_{csd} Effort normal de compression

N_{pl} Effort normal plastique

P_k Poids total de la structure

Q Charge d'exploitation

R Coefficient de comportement de la structure

S Charge de la neige

I-1.Introduction

Dans le cadre de notre formation de Master2 académique option construction métallique à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, un projet de fin d'étude nous a été confié. Il s'agit de la conception et du calcul d'une structure (R+2) qui sera réalisée en charpente métallique.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages:

- L'industrialisation totale, c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage est d'une grande simplicité.
- La possibilité du transport, en raison de sa légèreté ce qui permet de le transporter loin.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.

Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables. Par contre, l'acier présente quelques inconvénients à savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires(DTR).

Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analysis Structural 2010 qui sera l'outil de calcul structural.

I-2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet conception et calcul d'une structure métallique R+2

I-3. Description de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-4. Zone d'implantation

Ce bâtiment sera implanté à la Wilaya d'Alger qui est une ville située d'altitude 424 m et classée selon le RPA comme zone de forte sismicité (III).

I-5. Dimension en élévation et en plan

- Hauteur totale de bâtimentH= 14,6 m.
- Hauteur d'étage courant et RDCh= 6,5 m.
- longueur totale de bâtiment L=56m.
- largeur totale du bâtiment ...l= 30m.

I-6. Les éléments de l'ouvrage

I-7. Le système structural

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « X » et en « V »

I-7.1. Les planchers

Les planchers sont des aires planes délimitant les étages.

Un plancher est constitué de la poutre et de la dalle ainsi que des revêtements inférieurs (faux plafond) et supérieurs (isolation chape). sa fonction consiste à

- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Agir tel qu'un diaphragme (transmettre totalement toutes les charges horizontales).
- Porter toutes les canalisations (électricité, chauffage, ventilation...).
- Assurer l'isolation thermique et phonique.
- Être étanche à l'eau et à l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

Pour notre bâtiment on a opté pour des planchers mixtes à dalle collaborante, vu que c'est la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

I-7.2. Les escaliers

L'escalier est la partie du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire..).Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

Le présent bâtiment comporte deux escaliers droits à deux volées avec palier de repose qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.

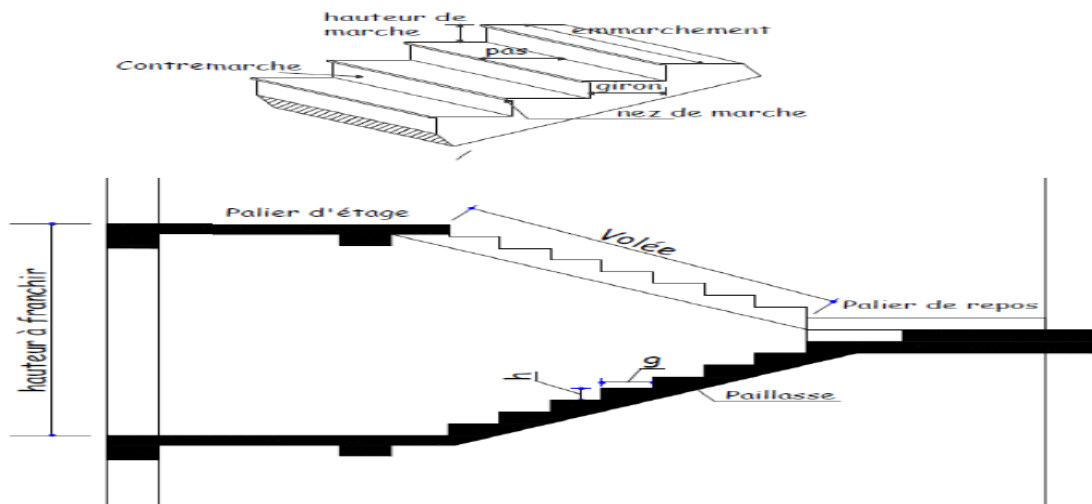


Figure I-1. Escalier droit à deux volées avec palier de pose.

I-7.3. Les revêtements

On utilise le carrelage de recouvrement pour les planchers et les escaliers. Le Faux plafond est utilisé pour les planchers qui joue un rôle de protection contre les incendies.

I-7.4. Les façades

- **mur extérieurs**

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.



- **mur intérieurs**

Seront réalisés avec une simple cloison de brique creuse de 10 (cm) d'épaisseurs.

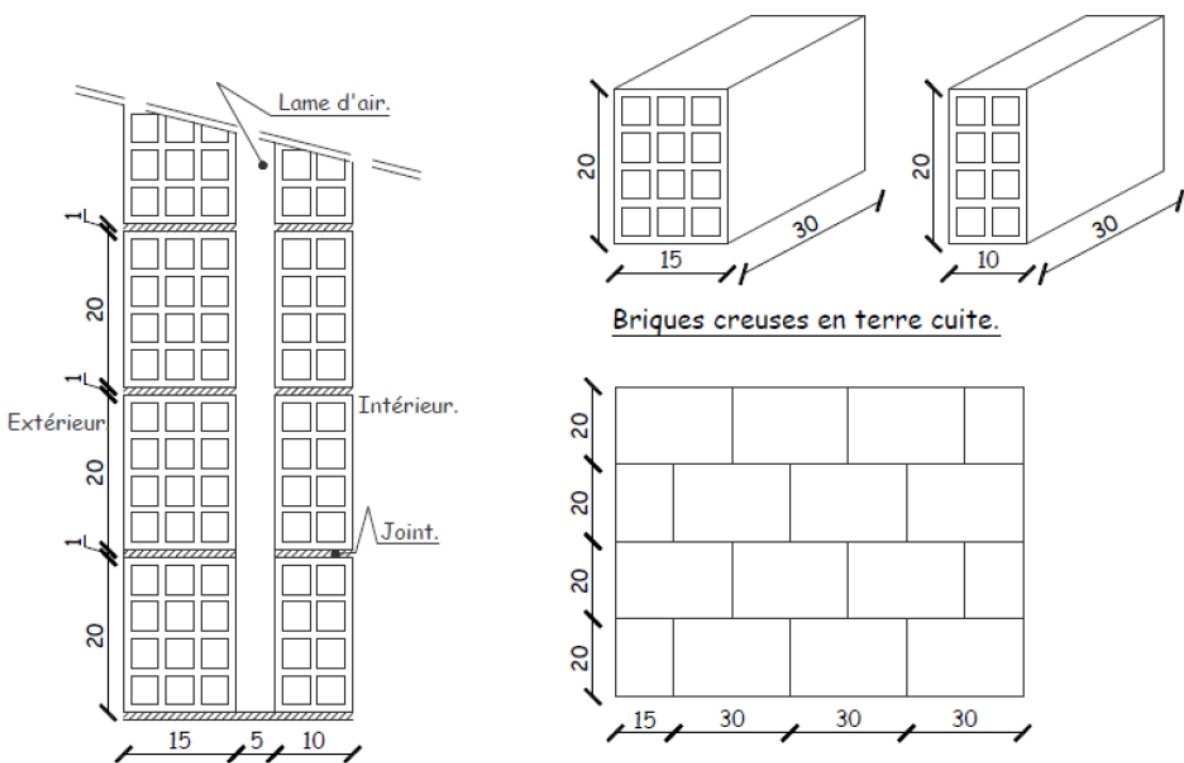


Figure I-2. Brique creuse

I-7.5. Les fondations

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-8. Les caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés sont essentiellement l'acier, et le béton le carrelage sera prévu pour le revêtement du sol.

- Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol.

On présentera les caractéristiques des principaux matériaux (acier et béton).

I-8.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué de Fer et de carbone (<1,7%).il peut comporter aussi d'autres éléments tel que le silicium, le nickel,...) qui améliorent ses caractéristiques mécaniques.

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont déterminées en faisant des essais destructifs tel que :

- L'essai de traction, qui permet de déterminer
 - Le module d'élasticité longitudinal E.
 - Le coefficient de poisson ν .
 - Les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .
 - L'allongement à la rupture ϵ .
 - Le module de cisaillement G : $G=E/(1+\nu)$.

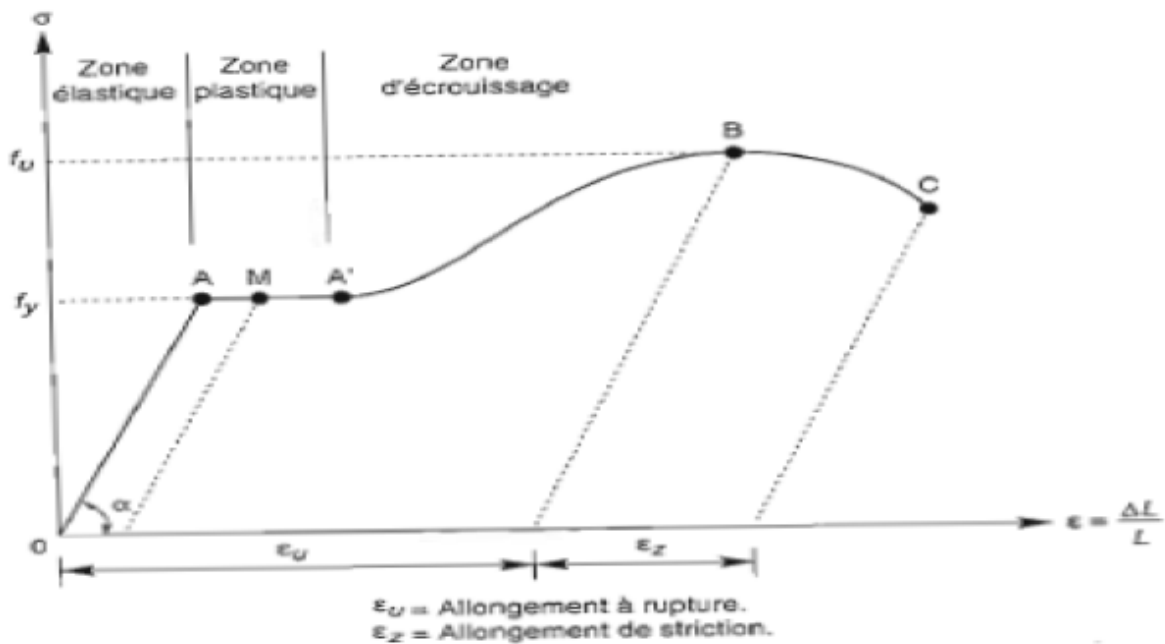


Figure I-3. Diagramme contrainte-déformation d'un acier

- L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
- L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- L'essai de fatigue.

Pour l'ossature, on utilise un acier (S235) qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa.

- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.

-La limite élastique de traction, $f_y=235$ Mpa.

-La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y$ Mpa.

-La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³.

-Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6}$.

Les assemblages

Ils seront réalisés soit

- par boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR)

- par soudure

Armatures pour béton armé

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et de la dalle sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$.
- Treillis soudé à haute adhérence ($\emptyset 4, 5\text{ mm}$), de limite d'élasticité, $f_e = 520\text{MPa}$.

I-8.2. Le béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- Résistance à la compression $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$.
- La résistance caractéristique à la traction (f_{t28}) :

Par la formule suivante : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6$ donc $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{ Mpa}$.

- La masse volumique : $\rho = 2500\text{ Kg/m}^3$.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 14000\text{ Mpa}$.
- Le Coefficient de retrait $\varepsilon = 4 \times 10^{-4}$.

I-9. Caractéristique de sol

Le sol sur lequel l'ouvrage est implanté présente une contrainte moyenne admissible **$\sigma = 2\text{ bars}$** (site S3).

CHAPITRE II :

Etude climatique

Etude climatique selon le règlement neige et vent RNV 99

II-1. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99).

II-2. Etude de la neige

II-2.1. But de l'étude

Le but de cette étude est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II-2.2. Charge de la neige sur la toiture S_k

$$S = \mu \times S_0.$$

μ : Coefficient de forme des toitures disposition de charge avec accumulation.

$$\alpha = 11,31^\circ$$

$$0 < \alpha = 11,31^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_1 = 0,8.$$

$$\mu_2 = 0,8.$$

Par projection horizontale $S = 26,96 \text{ dan/m}^2$.

Suivant rampant.

$$S = 26,96 \cos(11,31) = 26,436 \text{ dan/m}^2.$$

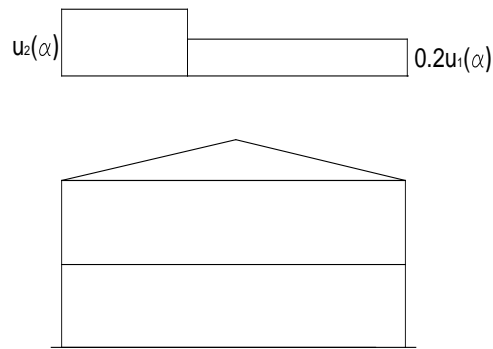


Figure II-1.La charge de la neige sur toiture

II-2.3. Charges de la neige sur le sol S_k

a-Influence de la localisation géographique :

b-Influence de l'altitude

La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude (RNV 99 page 16)

Classification des zones de vent en Algérie

Notre Structure est classé en zone I en vent et classée en zone c en neige

Zone c ; zone ou est la neige peut en Algérie.

$$S_0 = (0,04 H + 10) / 100$$

II-3. disposition de charge avec accumulation

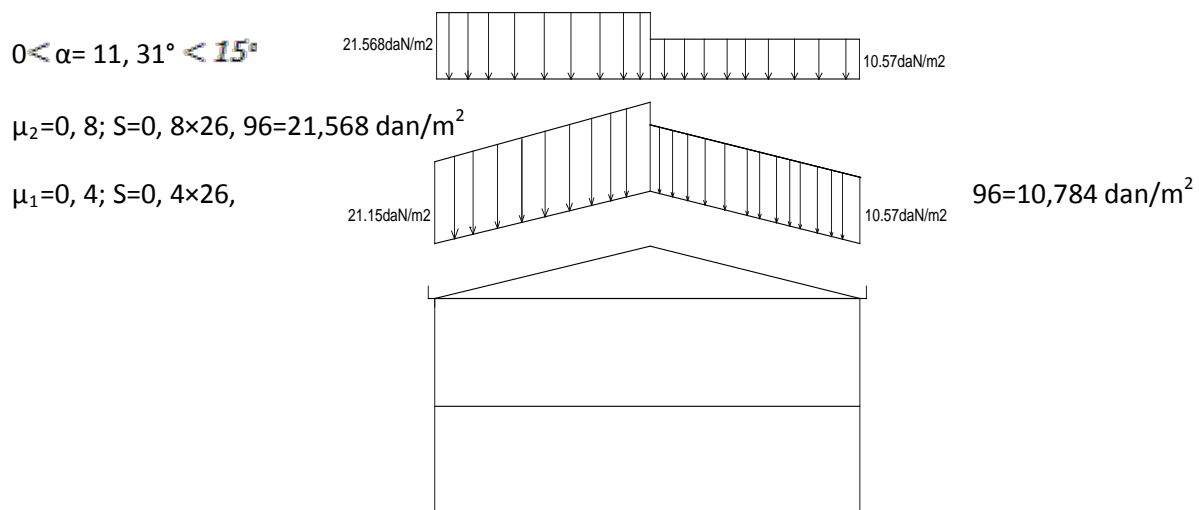


Figure II-2. Disposition de la charge avec accumulation

II-4. Etude au vent

.Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires à la différente paroi de la construction

.les actions de vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction de vent.

.pour déterminer l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

-**catégorie 1** : elle regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation administration scolaire....

-**catégorie 2** : elle regroupe les constructions ajourées telle que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrage similaires.

Notre bâtiment est classé dans la catégorie 1.

II-4.1. Calcul de la pression statique due au vent

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = c_d \times w(z_j).$$

- c_d : est le coefficient dynamique de la construction.

- $w(z_j)$: est la pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

II-4.2. Hypothèses et conventions

1- les parois sont considérées rigides.

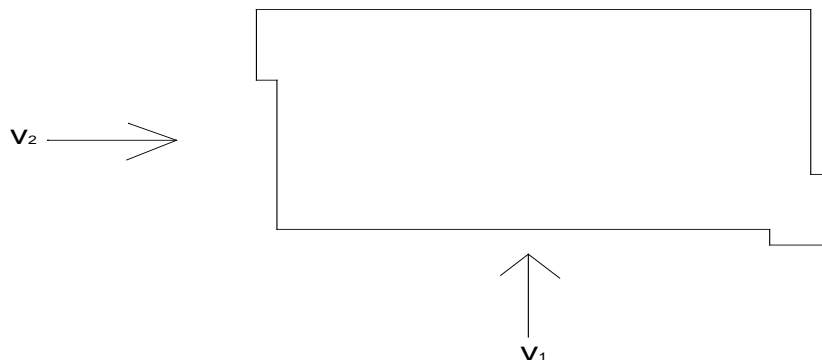
2- Les pressions w sont comptées positivement s'il s'agit de surpression et négativement s'il agit de dépressions.

II-4.3. Calculs du coefficient dynamique c_d

On doit déterminer le c_d pour chaque direction du vent :

- Vent perpendiculaire à long -plan (Sens V_1 de vent).

- Le c_d est en fonction de b, h



$b=56m$.

$h=13m$.

$$C_d = 0,9 < 1,2$$

.Vent perpendiculaire au pignon (Sens V_2 de vent).

La hauteur $h=16m$, $b=30m$

Donne $c_d = 0,92 < 1,2$

La structure est considéré comme peut sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

II-4.4. Calculs de la pression nette $W(Z_j)$

.Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre est extérieur :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) .$$

.Si les deux faces sont extérieures :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times C_{p,\text{net}}$$

.Si les deux faces sont intérieures :

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pi,1} - C_{pi,2})$$

II-4.5. Calcul de la pression dynamique q_{dyn}

La structure est de hauteur totale $>10\text{m}$ il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué de 6 élément de surface de hauteur égale à la hauteur d'étage soit 6,5 m comme représenté sur la figure 2-1- ci-après.

la pression dynamique $q_{\text{dyn}}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j pour structure permanent est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j)$$

$$\text{Alger} \rightarrow \text{Zone 1} \rightarrow q_{\text{ref}} = 37,5 \text{ dan/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Z_j : _ La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j, si cet élément de surface est vertical

La hauteur totale de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture.

.Coefficient d'exposition C_e :

Notre structure est sensible aux excitations dynamiques $C_d < 1,2$.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7 \times K_t / C_t(z) \times C_r(z)).$$

.Facteur de terrain :

Catégorie du terrain	K_t	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\text{min}}(\text{m})$	ϵ
3	0,22	0,3	8	0,37

Tableau II-1. Facture de terrain

Coefficient de topographie :

$$C_t(z) = 1. (\text{Site plat})$$

Coefficient de rugosité :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Pour $h_{\min}=8\text{m}\leq h=16\text{m}\leq 200\text{m}$

$$C_r=0,22 \times \ln\left(\frac{16}{0,3}\right)=0,874.$$

Niveau	Z(m)	Z _{min} (m)	C _r (z)	C _t (z)	C _{ex} (z)	q _{dyn} (dan/m ²)
RDC	1,50	8	0,354	1	0,670	25,125
1 ^{er} étager	8	8	0,722	1	1,633	61,237
2 ^{em} étager	14,5	8	0,853	1	2,041	76,537
Toiture	16	8	0,894	1	2,176	81,6

Tableau II-2.valeur de la pression dynamique dans la structure

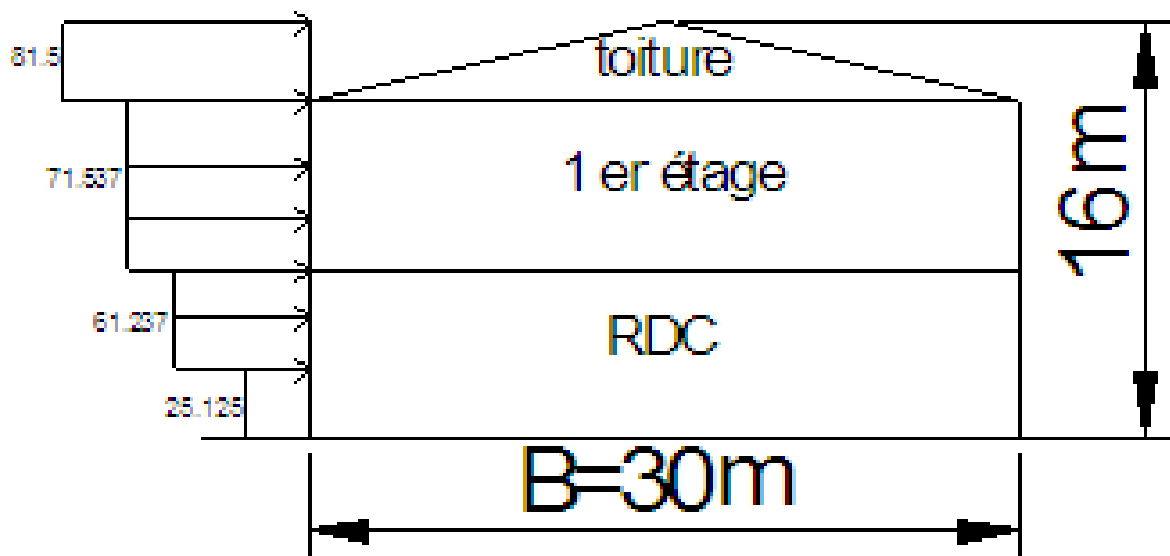


Figure II-3. La répartition de la pression dynamique

II-4.6. Détermination des coefficients des pressions C_{pe}

-Vent perpendiculaire au pignon (Sens V₁ du vent).

-parois verticales :

Pour cette direction du vent :

b=30m

$d=56\text{m}$

$h=16\text{m}$

II-4.7. Détermination des différentes zones de pression

$e=\min(b, 2h)=\min(30\text{m}, 32\text{m})=30\text{m}$.

$d=56\text{m} > e = 30\text{m}$.

Donc il convient de diviser les parois comme suit :

$e/5=6\text{m}$.

$e-e/5=24\text{m}$.

$d-e=26\text{m}$.

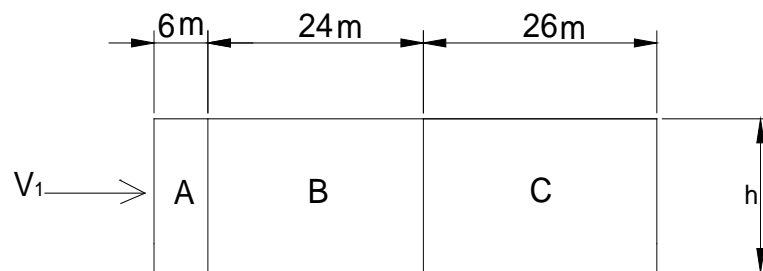


Figure II-4. Légènder pour les parois verticales

.calcul des surfaces :

$$S_A = 6 \times 16 = 96m^2.$$

$$S_B = 24 \times 16 = 384m^2.$$

$$S_C = 26 \times 16 = 416m^2.$$

S_A, S_B, S_C Sont supérieures à $10m^2$.

Alors $C_{pe} = C_{pe10}$.

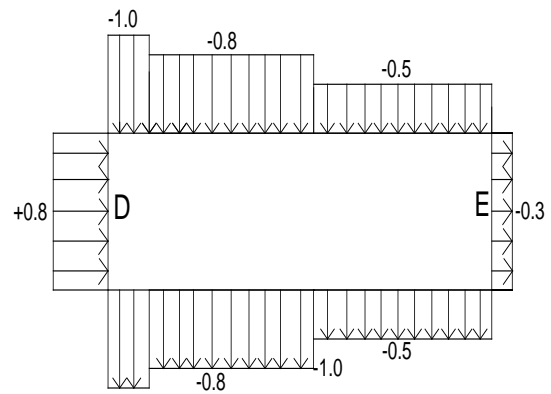


Figure II-5. Valeur de C_{pe} pour les parois verticales

Toiture :

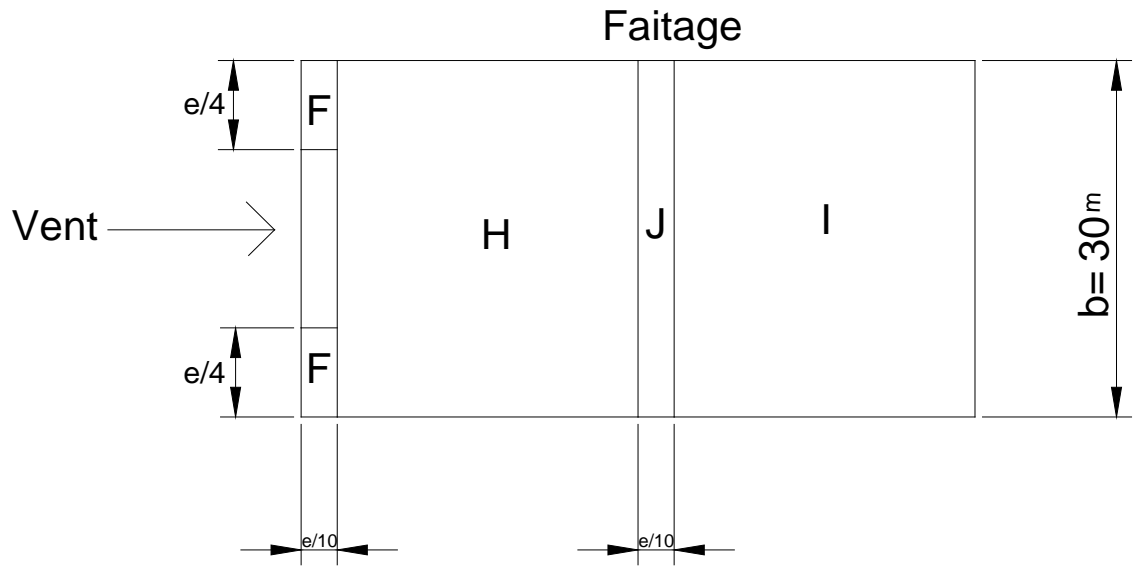


Figure II-6. Toiture

$b=30\text{m}$

$e/4=7,5\text{m}$ $\theta=0^\circ$

$e/10=3\text{m}$

Pente α	Zone pour vent direction $\theta=0^\circ$				
	F	G	H	I	J
	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,3	-0,3
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0

Tableau II-3. Coefficient de pression extérieur (toiture à deux versants) à $\theta=0^\circ$.

$\alpha=11,31^\circ$

Zone F :

$$F(11,31^{\text{e}})=-1,2.$$

Zone G :

$$F(11,31^{\text{e}})=-0,95$$

Zone H :

$$F(11,31^{\text{e}})=-0,410$$

Zone I :

$$F(11,31^{\text{e}})=-0,363$$

Zone J :

$$F(11,31^{\text{e}})=-0,741$$

-Les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur ce tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe, 10}	-1,2	-0,95	-0,41	-0,741

Vent perpendiculaire au long pan (Sens V_2 du vent).

Paroi verticale :

Pour cette direction du vent

$$b=56$$

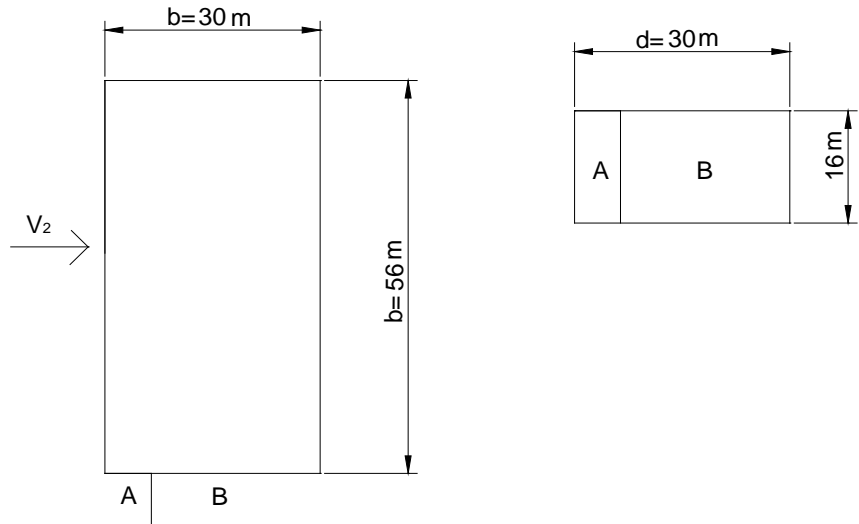
$$d=30$$

$$h=16\text{m}$$

$$e=\min(56, 32\text{m})=32\text{m}.$$

$$e=32\text{m}$$

$$\text{On a } d=30 < e = 32\text{m}$$



Donc il y a lieu de diviser les parois comme suit :

$$e/5=6,4\text{m}$$

$$d-e/5=23,6\text{m}$$

Figure II-7. Légende pour les parois verticales

Calcul des surfaces :

$$S_A = e/5 \times h = 6,4 \times 16 = 102,4\text{m}^2$$

$$S_B = (d-e/5) \times h = 377,6\text{m}^2$$

S_A, S_B sont supérieures à 10m^2

Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$.

Les zones de pressions et les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur la figure ci-dessous.

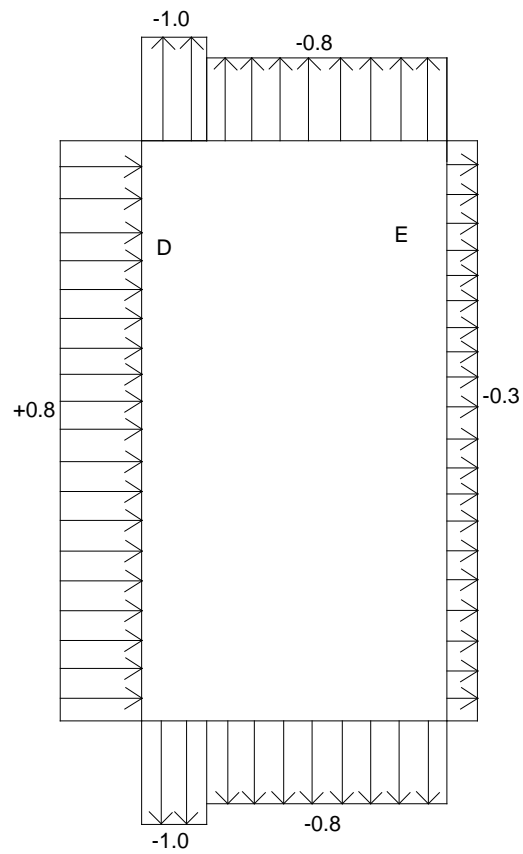


Figure II-8. Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

Toiture :

Direction de vent $\Theta=90^\circ$

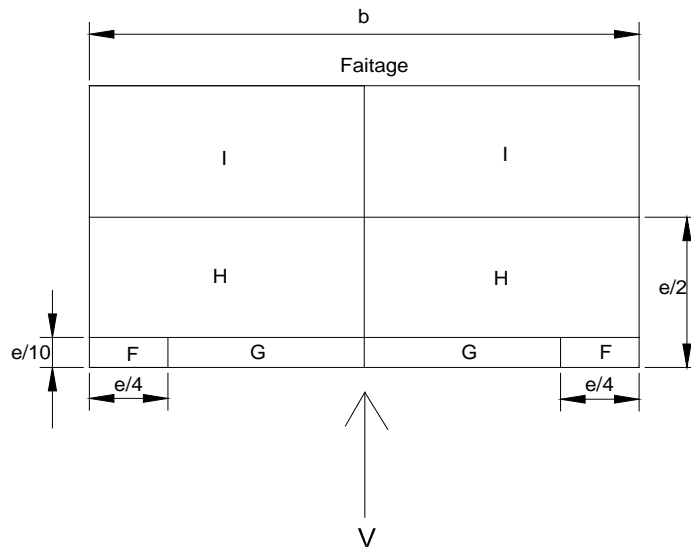


Figure II-9.Légende pour la toiture

Calcul des surfaces :

$$S_F = 3,2 \times 8 = 25,6 \text{ m}^2$$

$$S_G = 3,2 \times 20 = 64 \text{ m}^2$$

$$S_H = 12,8 \times 28 = 358,4 \text{ m}^2$$

$$S_I = 16 \times 28 = 448 \text{ m}^2$$

On a S_F, S_G, S_H, S_I supérieures à 10 m^2 alors $C_{pe} = C_{pe,10}$.

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

Zone	F	G	H	I
$C_{pe,10}$	-1,41	-1,3	-0,637	-0,5

Tableau II-4. Coefficient De Pression Des Zone FGHI

Pente α	Zone pour vent direction $\Theta=90^\circ$			
	F	G	H	I
	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$	$C_{e,10}$
5°	-1,6	-1,3	-0,7	-0,5
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

Tableau II-5. Coefficient de pression extérieur (toitures à deux versants) à $\Theta=90^\circ$

Zone F :

$$F(11,31^\circ) = -1,41$$

Zone G :

$$F(11,31^\circ) = -1,3$$

Zone H :

$$F(11,31^\circ) = -0,637$$

Zone I :

$$F(11,31^\circ) = -0,5$$

b-coefficient de pression intérieure.

On se réfère au paragraphe 7-2 chapitre 2 de l'Eurocode3

Dans avec cloisons intérieures les valeurs suivantes doivent être utilisées

$$C_{pi} = 0,8 ; C_{pi} = -0,5$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

A –sens V_1 :

RDC :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	Q_{j1}	Q_{j2}
A	0,9	25,125	-1,0	-0,5	0,8	-33,91	-4,52
B	0,9	25,125	-0,8	-0,5	0,8	-29,40	0
C	0,9	25,125	-0,5	-0,5	0,8	-22,61	6,78
D	0,9	25,125	0,8	-0,5	0,8	6,78	0
E	0,9	25,125	-0,3	-0,5	0,8	-18,09	-24,87

Tableau II-6. Récupérateur de pression statique du vent au RDC dans le sens V_1 .

1^{er} étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	Q_{j1}	Q_{j2}
A	0,9	61,237	-1,0	-0,5	0,8	-82,67	-99,20
B	0,9	61,237	-0,8	-0,5	0,8	-71,64	-88,18
C	0,9	61,237	-0,5	-0,5	0,8	0	-71,64
D	0,9	61,237	0,8	-0,5	0,8	71,64	0
E	0,9	61,237	-0,3	-0,5	0,8	11,02	-60,62

Tableau II-7. Récupérateur de pression statique du vent au 1^{er} étage dans le sens V_1 .

Toiture :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	Q_{j1}	Q_{j2}
F	0,9	81,6	-1,2	-0,5	0,8	-51,4	-146,6
G	0,9	81,6	-0,95	-0,5	0,8	-33,04	-128,5
H	0,9	81,6	-0,41	-0,5	0,8	6,61	-88,86
I	0,9	81,6	0,363	-0,5	0,8	10,06	-85,41

Tableau II-8. Récupérateur de pression statique du vent à la Toiture dans le sens V_1 .

b-sens V_2 :

RDC :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	Q_{j1}	Q_{j2}
A	0,92	25,125	-1,0	-0,5	0,8	-11,55	-41,6
B	0,92	25,125	-0,8	-0,5	0,8	23,11	-37
D	0,92	25,125	0,8	-0,5	0,8	30,05	0
E	0,92	25,125	-0,3	-0,5	0,8	4,62	-25,42

Tableau II-9. Récupérateur de pression statique du vent au RDC dans le sens V_2 .

1^{er} étage :

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	Q _{j1}	Q _{j2}
A	0,92	61,237	-1,0	-0,5	0,8	-28,17	-101,4
B	0,92	61,237	-0,8	-0,5	0,8	-17	-90,14
D	0,92	61,237	0,8	-0,5	0,8	73,24	0
E	0,92	61,237	-0,3	-0,5	0,8	11,26	-62

Tableau II-10. Récupérateur de pression statique du vent au 1^{er} étage dans le sens V₂.

Toiture :

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	Q _{j1}	Q _{j2}
F	0,92	81,6	-1,41	-0,5	0,8	-68,31	-166
G	0,92	81,6	-1,3	-0,5	0,8	-60,05	-157,65
H	0,92	81,6	-0,637	-0,5	0,8	-10,28	-107,87
I	0,92	81,6	-0,5	-0,5	0,8	0	-97,6

Tableau II-11. Récupérateur de pression statique du vent à la Toiture dans le sens V₂.

II-5. Calcul de la force de frottement

On tient compte d'une force de frottement dans le cas d'une structure de catégorie 1 allongée ou bien élancée cette force s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent dans le cas ou l'une des condition est vérifiée :

$$d/b \geq 3.$$

$$d/l \geq 3.$$

Avec:

b:direction de la structure perpendiculaire au vent

h: hauteur de la structure

La force de frottement est donnée par la formule suivant :

$$f_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Avec :

q_h : Pression dynamique à la hauteur considérer.

C_{fr} : coefficient de frottement selon l'état de la surface.

S_{fr} : L'aire de l'élément de surface considérée.

État de surface :

Lisse (acier, béton, lisse, ondulation parallèle au vent, parois enduite)

$C_{fr} = 0,01$.

$b = 56\text{m}$

$d = 30\text{m} \rightarrow V_1$

$h = 16\text{m}$

$b = 30\text{m}$

$d = 56\text{m} \rightarrow V_2$

$h = 16\text{m}$

AN:

A-sens V_1 :

$d/b = 30/56 = 0,53 < 3$

$d/h = 30/16 = 1,873 < 3$

Dans ce sens en va pas considérer les forces de frottement.

b-sens V_2 :

$d/b = 56/30 = 1,86 < 3$

$d/h = 56/16 = 3,5 > 3$

La deuxième condition est vérifiée alors il ya lieu de considérer les force de frottement.

$S_{fr} = 56 \times 6,5 = 364\text{m}^2$.

CHAPITRE III :

Evaluation des charges et surcharge

III-1. Introduction

Durant sa vie une construction sera soumise à des différentes actions. Pour concevoir et calculer une construction, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges qui s'exercent sur celle-ci tels que :

- . Poids propre (**structure porteuse et éléments non porteurs**)
- . Charges utiles dans le bâtiment (**charges d'exploitation**)
- . Actions climatiques directes et indirecte (**neige, vent et température**)
- . Actions accidentelles (**les séismes, les exploitations**)

III-2. Charge permanentes

Ce sont les charges qui ont une intensité constante, ou très peu variable dans le temps. La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels : les plafonds, sol, enduit et les revêtements ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : les cloisons fixes, gaines de ventilation ...etc.

III-2.1. Toiture

L'élément	Poids volumique (40daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
-Couverture. En PSTL75.	40	14,2
- Pannes. -traverse.	42,2 * 10 ³	42,2 12
-lierne (tirant). -Echantignolle.		

$$G_{PT} = 130,328 \text{ dan/m} + P_s$$

Tableau III-1. Les caractéristiques de la toiture.

III-2.2. Plancher étage courant

L'élément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (dan/m ³)	La charge (dan/m ²)
-Revêtement en carrelage.	2	2000	40
-Mortier de pose.	2	2000	40
-couche de sable.	2	1800	36
-Dalle en béton armé.	8	2500	200
-Faux plafond.	2	1000	20
-Tôle d'acier. Nervurée (TN40)	4		10 P _s
-Solive.			

$$G_{PEC} = 346 \text{ dan/m}^2 + P_s$$

Tableau III-2. Les caractéristiques de l'étage courant.

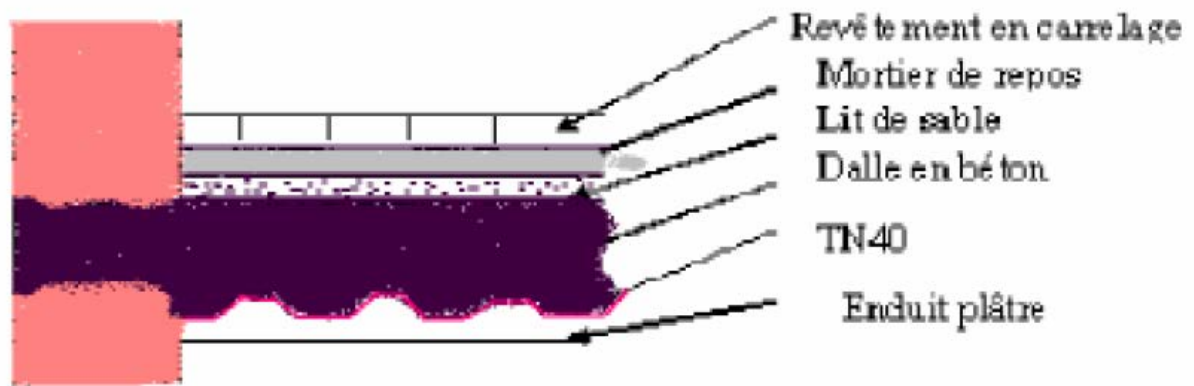


Figure III-1. Plancher d'étage courant

III-2.3. Les façades

-Mur extérieures :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan/m ²)
- Bardage		
- Mortier.	5	75
- Enduit plâtre.	2	20

G=95 dan/m²

Tableau III-3. Les caractéristiques des murs extérieurs.

-Mur intérieures :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan/m ²)
-Enduit plâtre	2	20
-Brique creuse	10	90
-Enduit plâtre	2	20

G=130dan /m²

Tableau III-4. Les caractéristiques des murs intérieurs.

III-2.4. Les escaliers

a-Voilée :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dann/m ²)
Tôle striée	8	72
Mortier de repos	2	36
Revêtement	2	40
Carrelage		

G = 148 dan/m².

Tableau III-5. Les caractéristiques des éléments qui constituent le voilée.

-b -Palier :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan /m ²)
-Tôle TN 40	4	10
-dalle en béton	8	200
-Mortier de Repos	2	36
-Revêtement carrelage	2	40

G = 286 daN/ m²

Tableau III-5. Les caractéristiques des éléments qui constituent le palier.

III-3. Charges variables

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

III-4. Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes en mode normal d'occupation. Elles sont définies par des normes et règlement **DTR 2.2** .

. Toiture.....QT =100 kg/m²

. Etage courant QEC=400 kg/m²

. Escalier..... QE=250 kg/m

III-5. Surcharges climatiques

Ce sont les charges de neige et du vent calculées dans le chapitre précédent.

III-6. Effet de la température

La longueur de notre construction est de 56 m donc il est nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

CHAPITRE IV :

Prés – Dimensionnement Des Eléments

IV-1. Introduction

Le pré- dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon assez directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

IV-2. Règles empiriques de pré-dimensionnement

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de halles et bâtiments .elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l , et pour les éléments tendus ou comprimés, l'élanement $\lambda_k = l_k/i$

<u>Halle d'exposition</u>	
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \leq l/40$
Panne continue de toiture en profilé formé à froid	$h \leq l/30$
filière continue de façade en profilé laminé	$h \leq l/40$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \leq l/30$
Traverse de carde en profilé laminé	$h \leq l/30$
traverse de carde en profil composé à âme pleine	$h \leq l/15$ à $l/25$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \leq l/12$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \leq l/4$ à $l/6$
Montant de carde en profilé laminé	Profilé HE de même aire de section que la traverse
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda k \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulée	Profilé HE d'élanement $\lambda k \leq 250$

Bâtiment	
Dalle mixte avec tôle nervurée	$d \leq l/32$ (d : hauteur statique)
Solive en profilé laminé	$h \leq l/30$
Sommier en profilé laminé	$h \leq l/20$ à $l/25$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$

IV-3. Prés dimensionnements des solives

Les solives sont des poutres secondaires qui reposent sur les poutres principales, elle travaillent en flexion sous l'action des charges verticales

Les solives seront espacés de

$$e = 1,02\text{m} \quad (1\text{m} \leq e \leq 3\text{m})$$

$$\text{On a : } n = l/e = 11/1,02 = 10,78 \approx 11$$

Espacement pour **10 solives**.

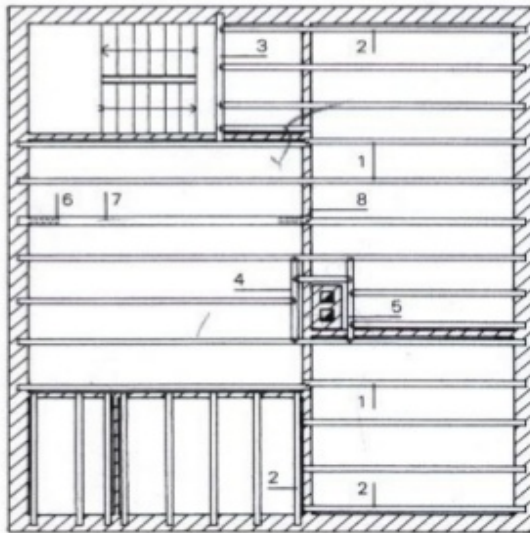
On désigne par :

-L : longueur de la poutre maitresse.

-e : espacement des solives

- n = nombre d'espacement des solives.

Solivage ou poutraison



- 1-solive
- 2- solive de rive
- 3-poutre palière
- 4-chevêtre
- 5-Chevêtre de cheminée
- 6-paroi non porteuse
- 7-Solive renforcée sous paroi
- 8-mur porteur

Figure IV-1. Disposition des solives dans une trame

On utilisant le tableau ci – dessus.

On a :

$$n \approx l/30 = 600/30 = 20 \text{ cm}$$

→ Soit une **IPE₂₀₀**

Les caractéristiques d'IPE200 sont données dans le tableau ci –dessous

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
			G Kg/m	A cm ²	h	b	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴
IPE ₂₀₀	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	1943,2	142,31	220,6	28,46

Tableau IV-1. Caractéristique d'IPE 200.

IV-4. Prés dimensionnement des poutres secondaires

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$l/25 \leq h \leq l/20 \Rightarrow 440\text{mm} \leq h \leq 550\text{mm}$$

Soit un IPE₄₅₀.

On désigne par :

L : portée de la poutre secondaire les caractéristiques de l'IPE₄₅₀

IV-5. Prés-dimensionnements des poutres maitresse

Les poutres sont des éléments principaux horizontaux des portiques métallique elles travaillent essentiellement à la flexion simple sous les charges verticale.

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$l/25 \leq h \leq l/20 \Rightarrow 440\text{mm} \leq h \leq 550\text{mm}$$

Soit un IPE₅₅₀.

IV-6. Prés –dimensionnements des poteaux

Le poteau le plus sollicité B3

$$S = 6 \times 9,5 = 57\text{m}^2$$

D'après les règles empiriques pour poteaux en profilé laminé on a

$$\lambda_y = l_f / i_y \leq 25 \Rightarrow i_y \geq l_f / 25$$

$$i_y \geq (6,5 \times 0,5) + 25 = 0,13 \times 100 = 13\text{cm}$$

$$i_y \geq 13 \text{ cm}$$

$$i_y = 14,4 \times 10 = 14,4 \text{ cm}$$

Soit un HEA₃₄₀ avec $i_y = 14,4 \text{ cm}$

IV-6.1. Vérification du Poteau

a-charge de la toiture

b-planché étages courant

1-Poids des poutres principales.

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp} = 90,7 \times 9,5 \times 1 = 861,65 \text{ dan}$$

2-Poids des solives

$$G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 22,4 \times 6 \times 5 = 672 \text{ dan}$$

3-Poids des poutres secondaires.

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 77,6 \times 6 \times 1 = 465,6 \text{ dan}$$

4-poids propre du poteau

$$h_{pot} = P_{pot} \times h$$

$$h_{pot} = 105 \times 6,5 = 682,5 \text{ dan}$$

$$G_{pot} = 682,5 \text{ dan}$$

5-poids de la toiture

$$G_T = 350 \times (57) = 19950 \text{ daN.}$$

6-Charges du la neige :

$$S = 26,96 \text{ dan/m}^2 \text{ on retender } S = 27 \text{ dan/m}^2$$

7- Charge du vent

$$W = 99,02 \times 6,61 (S_H \Rightarrow V_1) . \text{ grand .}$$

$$W = 654,52 \text{ daN}$$

8-Charge d'exploitation

$$Q=100 \times 57=5700 \text{ daN.}$$

Alors :

$$N_T=1,35(672+861,65+465,6+682,5+19950) + 1,5 \\ (0,6 \times 27)+(1,5 \times 0,67 \times 5700)+1,5 \times 654,52=37287,44 \text{ daN.}$$

$$N_T= 37287,44 \text{ daN.}$$

b-planché étage courant

1-Poids des poutres principales

$$G_{pp}=P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp}=90,7 \times 9,5 \times 1=861,65 \text{ dan}$$

2-Poids des solives

$$G_s=P_s \times l \times n$$

$$G_s=22,4 \times 6 \times 5=672 \text{ dan}$$

3-Poids des poutres secondaires

$$G_{ps}=P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps}=77,6 \times 6 \times 1=465,6 \text{ dan}$$

4-poids propre du poteau

$$h_{pot}=P_{pot} \times h$$

$$h_{pot}=105 \times 6,5=682,5 \text{ dan}$$

$$G_{pot}=682,5 \text{ dan}$$

5-Charge d'exploitation

$$Q=400 \times 57=22800 \text{ daN.}$$

5- Poids du plancher étage courant

$$G_{ec}=346 \times 6 \times 9,5=19722 \text{ dan0.}$$

Alors :

$$N_{ec}=1,35(19722+682,5+465,6+861,65+672) + 1,5(0,67 \times 22800)=53159,06 \text{ daN.}$$

$$C\text{-calcul de } N_{sd}=N_T+N_{ec}$$

$$N_{sd}=90446,5$$

C-Calcul des éléments moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = l_f / i_y = 325 / 14,4 = 22,57.$$

$$\lambda_z = l_f / i_z = 325 / 7,46 = 43,56.$$

e-calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A}$$

$$= (22,57 / 93,9) \times \sqrt{1} = 22,57 / 93,9 = 0,24.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A}$$

$$= (43,566 / 93,9) \times \sqrt{1} = 43,56 / 93,9 = 0,46.$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z$$

= 0,46 > 0,2 ⇒ IL y a risqué de flambement il faut vérifier que:

$$N_{sd} \leq N_{b, Rd}$$

$$N_{b, Rd} = \chi_{min} \times (\beta_A \times A \times f_y) / \gamma_{M1}$$

β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section HEA₃₄₀. EST de classe 1 Alors $\beta_A = 1$

$$\chi_{min} = 0,8651$$

Limites	Axe de flambent	Courbe de flambement
$h/b = 330/300 = 1,1 < 1,2$	Y-Y	b
$t_f = 126,5 < 100mm$	Z-Z	c

$$C \text{ de f (b)} \Rightarrow \chi_y = 0,9018.$$

$$C \text{ de f (a)} \Rightarrow \chi_z = 0,8651.$$

$$\chi_{min} = 0,8651.$$

$$N_{b, Rd} = 0,8651 \times 1 \times (133,52350) / 1,1$$

=246730,45daN

$N_{Sd} = 90446,5 \text{ daN}$.

$N_{Sd} < N_{b.Rd} \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

CHAPITRE V :

Etude du plancher

V-1. Introduction

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborante elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

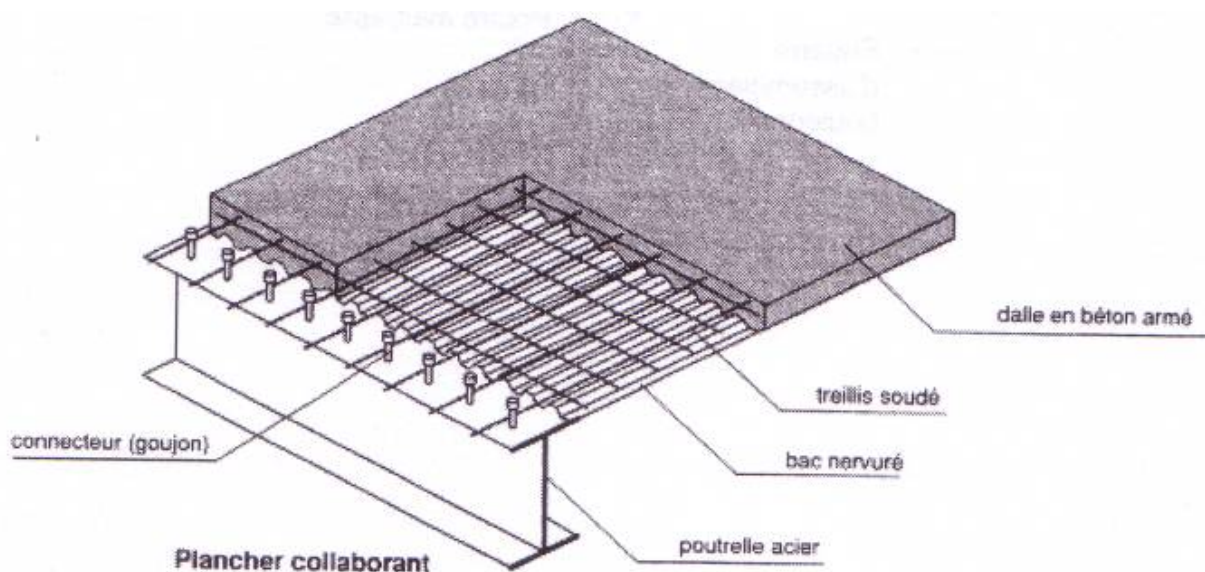


Figure V-1. Plancher mixte à dalle collaborante

V-2. Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

V-3. Etude du plancher mixte à dalle collaborant

L'étude de ce type de plancher se fait par deux vérifications :

- . Vérification au stade de montage.
- . Vérification au stade définitif.

V-3.1. Ferrailage de la dalle en béton

.charge et surcharges :

$$G=346\text{dan/m}^2.$$

$$Q=400\text{dan/m}^2.$$

-Combinaison de charges.

ELU	ELS
$q_{sd}=1,35 G + 1,5 Q.$	$q_{sd}=G+Q$
$q_{sd}=1067,1 \text{ dan/m}^2$	$q_{sd}=746 \text{ dan /m}^2.$

-Etude des panneaux :

Les panneaux ont les dimensions suivantes :

$$L_x=6\text{m}.$$

$$L_y=11\text{m}.$$

$$\rho_x=l_x/l_y = 6/11 =0,545 \geq 0,4$$

$$0,4 < \rho_x=l_x/l_y = 6/11 =0,545 < 1$$

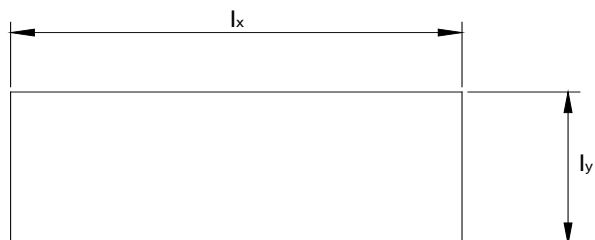


Figure V-2. Dimension d'un panneau

Le panneau travaille dans les deux sens, il sera calculé comme une poutre continué avec la méthode forfaitaire (planché a faible surcharge d'exploitation).

$$Q \leq \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}.$$

$$Q = 400 \text{ dan/m}^2.$$

$$2G = 692 \text{ dan/m}^2.$$

Fissuration non préjudiciable, $0,8 < l_{i+1}/l_i = 1,05 < 1,25$.

Et les moments d'inertie de la section transversale sont les même dans tout les travées ; on peut donc applique la méthode forfaitaire.

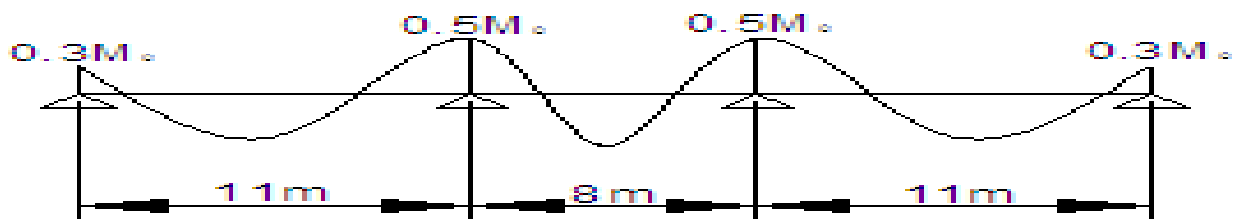


Figure V-3. La répartition des moments fléchissant

Panneau de rive	Panneau Intermédiaire
$M_{AP} = 0,3 M_{01}$	$M_{AP} = 0,5 M_{01}$
$M_{AP} = 41,631 \text{ dan} \cdot \text{m}$	$M_{AP} = 69,38 \text{ dan} \cdot \text{m}$
$M_T = 0,85 M_{01}$	$M_T = 0,75 M_{01}$
$M_T = 118 \text{ dan} \cdot \text{m}$	$M_T = 104 \text{ dan} \cdot \text{m}$

Les moments les plus défavorables sont :

$$M_{AP} = 0,5 M_0 = 69,38 \text{ kN.m}$$

$$M_T = 0,85 M_0 = 104 \text{ KN.m}$$

.Ferrailage de la dalle.

Le diamètre maximal des armatures à utiliser doit être inférieur ou égal à 1/10 de l'épaisseur la dalle.

$$\varnothing \leq T/10 = 12\text{mm.}$$

Calcul de la hauteur d :

$$d = t - c - \varnothing/2.$$

\varnothing : Diamètres des armatures.

T : épaisseur de la dalle.

C : enrobage des armatures.

$$C = 2\text{cm.}$$

$$AN : d = 9,4\text{cm.}$$

Détermination le moment fléchissant.

Charge de calcul:

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

$$G = 346\text{daN/m}^2$$

$$Q = 400\text{daN/m}^2$$

$$q_u(\text{Elu}) = 1067,1\text{daN/m}^2$$

Calcul les moments de flexion

$$\rho_x = 0,545 \text{ de Tableau } (u=0) \Rightarrow \{\mu_x = 0,0899 ; \mu_y = 0,250\}.$$

Pour des bandes de largeur égale à l'unité dans les deux directions on aura :

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0899 \times 1067,1 \times 36 = 3453,56 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,250 \times 3453,56 = 863,4 \text{ daN.m}$$

$$M_x^a = 0,5M_x = 1726,78 \text{ daN.m}$$

$$M_y^t = 0,75M_x = 2590,17\text{daN.m}$$

$$M_y = 863,4 \text{ daN.m} \Rightarrow M_y^a = M_x^a = 3453,56\text{daN.m} ; M_y^t = 0,75M_y = 647,55\text{daN.m}$$

Section minimal d'armature :

-Sens I_x :

$$W_x = A_x / bh \geq W_0 (3 - \rho_x) / 2$$

$$\Rightarrow A_x \geq W_0 (3 - \rho_x) / 2 bh$$

$$FeE_{400} \Rightarrow W_0 = \frac{0,8(10^{-3})3-0,54}{2} (100)(120)$$

$$b=100\text{cm}$$

$$h=120\text{cm}$$

$$A_x^{\min} = 1,180\text{cm}^2$$

-Sens I_y :

$$W_y = A_y / bh \geq W_0 \Rightarrow A_y \geq W_0 bh = 0,8(10^{-3})(100)(120) = 0,96\text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,96\text{cm}^2$$

Ferraillage en travée:

Sens de la petite portée I_x .

$$\mu = M_{bu} / \sigma_b b d_x^2 = \frac{2,590 \times 17(10^6)}{(11,3)(1000)(80)^2} = 0,0358$$

$$\mu = 0,0358 < \mu = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement Armée.}$$

$$\mu = 0,0358 \rightarrow \beta = 0,982.$$

$$A_x = M_t^x / \beta d_x \sigma_s = \frac{2,590 \times (10^6)}{0,982(80)(348)} = 0,947\text{cm}^2$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s ; \gamma_s = 1,15$$

$$A_x = 0,947\text{cm}^2 < A_x^{\min} = 1,180\text{cm}^2$$

En prend

$$A_x = 1,180\text{cm}^2$$

Soient $5H_{A6} = 1,41\text{ cm}^2$ avec un espacement moyenne de 20cm.

$$e = 1\text{m} / \text{nombre de barre} = 1/5 = 20\text{cm.}$$

$$e=20\text{cm} < \min\{3h ; 33\text{cm}\}=33\text{cm}.$$

Sens I_y :

$$\mu = M_{bu} / \sigma b d_y^2 ; \text{ Avec } d_y = d_x - (\phi_x + \phi_y) / 2 = 80 - 6 = 74 ; \text{ En prend pour } \phi_y = \phi_6.$$

$$d_y = 74\text{mm}.$$

$$\mu = \frac{2,59017(10^6)}{(11,3)(1000)(74)^2} = 0,041 < \mu = 0,392 . \text{ Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,980.$$

$$A_y = M_{ty} / \beta d_y \sigma_s = \frac{0,6475(10^6)}{0,980 \times 74 \times 348} = 0,256\text{cm}^2$$

$$A_y = 0,256\text{cm}^2 < A_y^{\min} = 0,96.$$

$$\Rightarrow \text{On prend } A_y = A_y^{\min} = 0,96.$$

$$\text{Soient } 4H_A6 = 1,13\text{cm}^2.$$

$$\text{Avec } e = 25\text{cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$e = 1/4 = 25\text{cm}.$$

*****) Armature en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 3,453\text{KN.m}$$

$$\mu = M_x^a / \sigma b d^2 = \frac{3,453(10^6)}{(11,3)(1000)(80)^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_x^a = A_y^a = \frac{3,453 \times (10)}{0,975 \times 80 \times 348} = 1,27\text{cm}^2$$

$$A_x^a = M_x^a / \beta d \sigma_s$$

$$\text{Soient: } 5H_A6 = 1,41\text{cm}^2$$

$$e = 20\text{cm}.$$

Arrêt des armatures:

Sens I_x :

Longueur des scellements l_s :

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow \text{tableau } l_s / \phi = 35,3$$

FeE₄₀₀ ; l_s=35,5×6= 211,8cm=22cm.

Armature en travée:

Sens l_x:

Longueur du lit arrêté : 0,8l_x=4,8m.

Sens l_y :

Longueur du lit arrêté : l_y-0,2l_x=9,8m

.Vérification au cisaillement

-Calcul de l'effort tranchant :

Les efforts tranchant max pour les bandes de largeur égale à 1m sont:

-Au milieu de l_y :

$$T=P/(2l_y+l_x)$$

$$T=\frac{10,67 \times (6)(11)}{2(11)+(6)}=25,15\text{KN.}$$

-Au milieu de l_x :

$$T=P/3l_y = \frac{10,67 \times 66}{3(11)}=21,34\text{KN}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = T/bd = \frac{25,15(10^3)}{(1000)(108)}=0,23\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,23\text{Mpa} < 0,07f_{c28}/\gamma_b = 1,16\text{Mpa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V-3.2. Etude des solives (IPE 200)

Vérification au stade du montage (Avant la prise du béton).

Le stade de montages correspond du moment de bétonnages de la dalle, quant le béton n'a pas encore fait prise et les vérifications à ELU et à ELS doit vent être effectuées pour la poutre métallique ou seule assure la résistance.

Evaluation des charges :

A ce stade il faut tenir compte des charges suivantes.

a)charges permanentes :

.Poids propre de la solive ...22,4 dan/m

.Poids de la tôle (tôle TN40) $g_p = 10 \times 1,02 = 10,2$ dan/m

.Poids propre de la dalle $g_c = 2500 \times 0,08 \times 1,02 = 204$ dan/m

G= 227,1 dan/m.

b) charges variables :

Une charge de construction (ouvriers, les matériels) $q_m = 100 \times 1,02 = 102$ dan/m

Combinaisons d'a action :

ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35 G + 1,5 Q_m$	$q_{sd} = G + Q_m$
$q_{sd} = 459,58$ dan/m	$q_{sd} = 329,1$ dan/m

Vérification à la résistance :

La vérification à la résistance a ce stade ce fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique a fin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations trop importantes

a)détermination de la classe de la section (IPE₂₀₀) :

.Ame fléchie :

$$d/t_w = 159/5,6 = 28,4 < 72 \epsilon = 72$$

⇒ L'âme est de classe 1.

.Semelle comprimée :

$$c/t_f = (b/2)/ t_f = 50/8,5 = 5,88 < 10 \epsilon = 10$$

⇒ La semelle et de **classe 1**.

IPE₂₀₀ et de classe 1.

Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier :

$$V_{Y, Sd} \leq V_{Pl, Rd}$$

$V_{Sd} = (q_{Sd} \times l)/2$: La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$$V_{Pl, Rd} = (A_{VZ} \times f_Y) / \sqrt{3} \gamma_{M0}$$

$V_{Pl, Rd}$: La résistance plastique au cisaillement de la section.

A_{VZ} : L'aire de cisaillement de la section.

AN :

$$V_{Sd} = (459,58 \times 6)/2 = 1378,74 \text{ dan.}$$

$$V_{Pl, Rd} = (14 \times 2350) / \sqrt{3} \times 1,1 = 17268 \text{ dan.}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Pl, Rd} \dots \text{OK.}$$

Vérification du moment fléchissant :

Condition à vérifier :

$$M_{Sd} \leq M_{C, Rd} ; (M_{C, Rd} = M_{el, Rd})$$

M_{Sd} : La valeur de calcul du moment fléchissant de la section.

$$M_{Sd} = (q_{Sd} \times l^2) / 8$$

$M_{el, Rd}$: le de résistance élastique de la section :

$$M_{el, Rd} = W_{el} \cdot f_Y / \gamma_{M0}$$

W_{el} : Le module élastique de la section.

Donc :

$$M_{Sd} = 459,58 \times (6)^2 / 8 = 2068,11 \text{ dan.m}$$

$$M_{el, Rd} = (194,3 \times 2350) / 1,1 = 4151 \text{ dan.m}$$

$$M_{Sd} < M_{el, Rd}$$

Vérification à L'ELS.

-La flèche max :

En phase de construction.

$$q_{\text{const}} = g_{\text{pl}} + g_s$$

$$g_{\text{pl}} = \beta [h_c + (b_0/e_0)h_p] \rho_c$$

$$\beta = 9,5\text{m.}$$

$$g_{\text{pl}} = 9,5 [80/1000 + 0,375 \times 0,04] \times 25 = 22,56 \text{ KN/ml}$$

$$g_s = 0,9982 \times 22,4 = 0,223 \text{ KN}$$

$$g_s = 0,223 \text{ KN}$$

$$q_{\text{const}} = 0,223 + 22,56 = 22,783 \text{ KN/ml}$$

Réaction d'étais:

$$R = \frac{5 q_{\text{const}} L}{8}$$

$$R = \frac{5 \times 22,783 \times 6}{8} = 85,436 \text{ KN}$$

-Phase définitive:

-combinaisons quasi permanente.

$$q = g_{\text{fi}} + q^{(e)} \cdot 0,65 ; \Psi_2 = 0,65$$

$q^{(e)}$: Surcharge d'exploitation.

$$4 \times \beta = 38 \text{ KN/ml}$$

$$\beta = 1,5\text{m.}$$

$$g_{\text{fi}} = 1,16 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1,16 \times \beta = 11,02 \text{ KN/ml}$$

$$q = 11,02 + 38 \times 0,65 = 35,72 \text{ KN/ml}$$

$$q = 35,72 \text{ KN/ml}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{E_a I_y} + \frac{1}{48} \cdot \frac{RL^3}{E_a I_y}$$

$$e_0 = 200 \text{ mm}$$

$$b_1 = 65 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$b_2 = 85 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = 1,02 \text{ m}$$

$$E_{\text{cm}} = 30500 \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{ck}} = 25 \text{ N/mm}^2$$

-Phase de construction.

$$A_h = \frac{A_a + b_{\text{eff}} \cdot h_c}{n}$$

-position de l'axe neuter.

$$S_a = A_a (h_a/2 + h_p).$$

$$S_a = 28,5 \times 0,14 = 0,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$S_b = b_{\text{eff}} \times h_c (h_c/2) / n$$

$$S_b = 0,237 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$n = E_a / E_{\text{cm}} = 13,77$$

$S_a > S_b \Rightarrow$ l'AN se trouve en dehors de la section du béton.

$$Z_e = (A_a z_a + b_{\text{eff}} h_c^2 / 2n) \cdot 1 / A_h$$

$$Z_a = h_a/2 + h_p + h_c$$

A_h : Aire de la section homogénéisée.

$$A_h = A_a + b_{\text{eff}} h_c / n$$

$$A_h = 28,5 \times 100 + 1,02 \times 100 \times 5,81 = 8776 \text{ mm}^2$$

$$Z_e = (28,5 \times 220 + 1,02 \times 1000 \times 232,39) \cdot 1 / 8776$$

$$Z_e = 98,454 \text{ mm}$$

-Moment d'inertie de flexion

$$I_h = I_a + A_a(Z_a - Z)^2 + b_{\text{eff}} h_c \frac{[h_c^2/12 + (Z - h_c/2)^2]}{n}$$

$$I_h = 1943,2 + 4210,7 + 2340,14 = 8494 \text{ cm}^4$$

$$I_h = 0,8494 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\delta = 5/384 \cdot qL^4/E_a I_h + 1/48 \cdot RL^3/E_a I_h$$

$$\delta = 3,38 + 2,15 = 5,53 \text{ mm}$$

$$L/0,00553 = 1085$$

$$L/1085 < L/200$$

Vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle d'appui latéral ce qui empêche le déversement

L'IPE₂₀₀ est vérification au stade de montage.

Vérification au stade finale (après la pris du béton).

Par opposition au stade de montages les vérifications doivent être effectuées après le durcissement du béton pour la dalle mixte qui assure la résistance.

V-4. Plancher étage courant

Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

.Revêtement en carrelage 40dan / Cm².

.Mortier de pose40dan/m².

.Couche de sable36dan/m².

.Dalle en béton armé200dan/m².

.Faux plafond20dan/m².

.tôle d'acier nervurée (TN40).....10dan/m².

.Solive22, 4 dan/m.

$$G_{EC} = 368,4 \text{ dan/m}$$

b) les charges variables :

.charges d'exploitations $Q_{EC}=406 \times 1,02 = 408 \text{ dan/m}$

$$Q_{EC}=408 \text{ dan/m}$$

Combinaisons d'action :

ELU	ELS
$q_{Sd}=1,35 G_{EC} + 1,5 Q_{EC}$	$q_{Sd}=G_{EC} + Q_{EC}$
$q_{Sd}=1109,34 \text{ dan/m}$	$q_{Sd}= 776,4 \text{ dan/m}$

V-5- Caractéristique de la dalle mixte :

a)calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff}=\min (2 \times l_0/8 ; e).$$

Avec :

$l_0=l$:la longueur de la solive ; $l=6m$.

e :entre axes des solives.

$$e=1,02.$$

Donc:

$$b_{eff}=\min (2 \times 6/8; 1,02).$$

$$\Rightarrow b_{eff}=1,02m.$$

$$b_{e1} = \min (l_0/8; l'/2).$$

$$b_{e2} = \min (l_0/8; l'/2).$$

$$b_{e1} = \min (6/8m; 0,51m) = 0,51m.$$

$$b_{e2} = 0,51m.$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 1,02m$$

$b_{eff} = 1,02m$

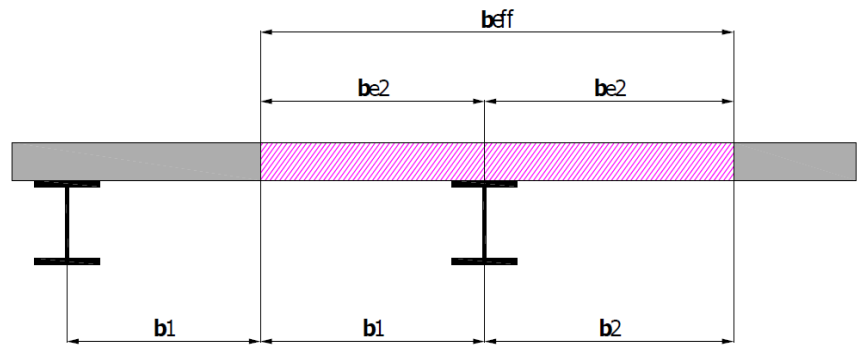


Figure V-4. Largeur participante de la dalle

b) Section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + B/n$$

$$A: \text{Section de l' IPE}_{200} ; A = 28,5 \text{ cm}^2$$

B: Section de la dalle en béton.

$$B = t \times b_{eff} = 8 \times 1,02 \times 10^2 = 816 \text{ cm}^2.$$

N: coefficient d'équivalence.

$$N = E_a/E_b = (2,1 \times 10^6) / (1,4 \times 10^5) = 15.$$

$$S = 28,5 + 816/15 = 82,9 \text{ cm}^2$$

$$S = 83 \text{ cm}^2$$

Vérifications à L'ELU.

a) vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier:

Avec:

$$V_{sd} = (q_{sd} \times l) / 2.$$

La valeur de calcul d'effort tranchant dans la section.

$V_{PlyRd} = A_{vz} \cdot f_y / \gamma_{M0}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_v : l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = 1109,34 \times 6 / 2 = 3328,02 \text{ dan}$$

$$V_{PlyRd} = 14 \times 2350 / \sqrt{3} \times 1,1 = 172680,02 \text{ dan}$$

$V_{sd} < V_{PlyRd}$OK

b) vérification le moment fléchissant :

Condition à vérifier $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ ($M_{c,Rd} = M_{Ply,Rd}$).

$$M_{sd} = q_{sd} \times l^2 / 8 = 1109,34 \times 6^2 / 8 = 4992,03 \text{ dan} \cdot m$$

Calcule la distribution de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton (z)

Résistance de la section en acier :

$$F_a = A_a \cdot f_y / \gamma_0$$

$$F_a = 28,5 \times 2350 / 1,1 = 60886,36 \text{ dan}$$

Résistance de la section de béton :

$$F_b = 0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck} / \gamma_b$$

h_c : la hauteur de la dalle seul.

$$h_c = h - h_{TN40}$$

$$h_c = 120 - 40 = 80 \text{ mm}$$

$$F_b = 0,85 \times 1020 \times 8 \times 25 / 1,5 = 115600 \text{ dan}$$

$F_b > F_a$.donc l'axe neutre plastique se situé dans la dalle en béton.

$$\rightarrow Z = A_a \cdot f_y / \gamma_a / 0,85 \times b_{eff} \times f_{ck} / \gamma_b$$

Avec :

F_a : résistante plastique de profilé en traction

F_b : résistance plastique de la dalle de compression

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_a = 1,1 ; \gamma_b = 1,5$$

AN:

$$Z = 42,13 \text{ mm}$$

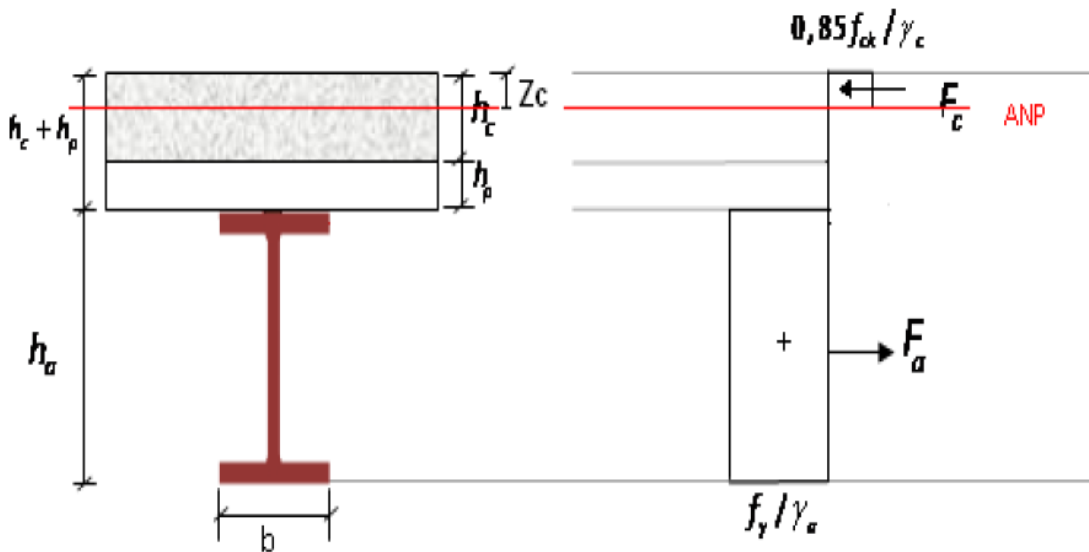


Figure V-5. Répartitions des contraintes plastiques

Le moment est donné par la formule suivante:

$$M_{PlyRd} = F_a (h_a/2 + h_c/2 + h_p) = A_a \times f_y / \gamma_a (h/2 + h_c + h_p - z/2)$$

Avec :

h : hauteur totale du profilé

t : épaisseur totale de la dalle (tôle + béton)

Donc :

$$M_{PlyRd} = 96770 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{PlyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Vérification à l'ELS: $f_{max} \leq f_{adm}$

. Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I = I_A + A d^2 + I_b/n + b_{eff} \cdot h_c/n (t + h/2 - d)^2$$

Avec :

IA : inertie propre de l'IPE ; IA=1934,2cm⁴

hc : hauteur de la dalle seule ; hc=8cm

IB : inertie de la section en béton ; IB=4352cm⁴

d : distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe .

S_a = S_b

$$A d = b/n (t+h/2) - d$$

$$\Rightarrow d = b_{\text{eff}} \cdot h_c/n (t+h/2) / A + b_{\text{eff}} \cdot h_c/n$$

$$d = 14,43 \text{ cm}$$

Donc

$$I_y = 11276,12 \text{ cm}^4$$

$$F_{\text{max}} = 5/384 \times q_{\text{sd}} l^4 / EI_y$$

$$F_{\text{max}} = 0,55 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = l/300 = 600/300 = 2 \text{ cm}$$

Calculs des contraintes dans la section mixtes :

Calcul de w_{pl,y} :

$$M_{\text{pl,y}} = w_{\text{pl,y}} \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$W_{\text{pl,y}} = M_{\text{pl,y}} / f_y / \gamma_{M0}$$

$$W_{\text{pl,y}} = 4530 \text{ cm}^3 .$$

a) Dans le béton:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= M_{\text{sd}} / n \cdot w_{\text{pl,y}} = 4942,03 \times 10^4 / 15 \times 4530 \cdot 10^3 \\ &= 0,727 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

b) Dans l'acier:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= - M_{\text{sd}} / w_{\text{pl,y}} = -4942,03 \times 10^4 / 15 \times 4530 \cdot 10^3 \\ &= -10,91 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

V-6. Calculs des contraintes additionnelles dues au retrait

Effort de retrait :

$$N_r = \varepsilon / (1/E_a \times A_a + 1/E_b \times A_b); A_b = 81600 \text{ mm}^2$$

$$N_r = 2 \times 10^{-4} / 210000 \times 2850 + 1/1400 \times 81600$$

$$= 106666,66 \text{ N}$$

Moment de retrait :

AN:

$$M_r = N_r \times d$$

$$M_r = 106666,66 \times 0,1443 = 15392 \text{ N.m}$$

Les contraintes dues au retrait :

Dans le béton :

$$\sigma_{br} = - N_r / A_b + M_r / n \times w_{pl-y}$$

$$= \frac{-106666,66}{81600} + \frac{15392 \times 10^3}{15 \times 4530 \times 10^3} = -1,307 + 0,226 = -1,081 \text{ Mpa}$$

Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - N_r / A_a + M_r / w_{pl-y}$$

$$= \frac{-106666,66}{2850} + \frac{15392 \cdot 10^3}{4530 \cdot 10^3} = -37,42 + 3,40 = -34,02 \text{ Mpa}$$

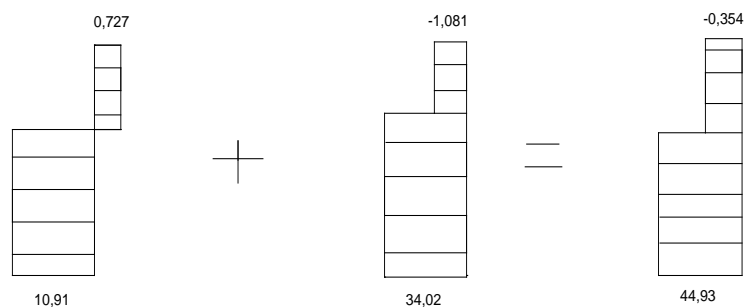


Figure V-6. Contraintes additionnelles due au retrait

Toiture :

Évaluation des charges:

Charges permanents :130,328daN/m

Les charges variables :

Charges d'exploitations $Q_T = 100 \times 10 = 1000 \text{ daN/m}$

Charges de neige $N = 21,15 \text{ daN/m}$

Charges de vent $w = 166 \text{ dans}$

Combinaisons d'action :

ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35G_p + 1,5(Q_T + N + w)$	$q_{sd} = G_p + Q_T + N + w$
$q_{sd} = 2216 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = 1490 \text{ daN/m}$

V-7. Calcul de la connexion acier béton

a) Les types de connecteurs

b) Choix des dimensions des connexions suivant EUC4

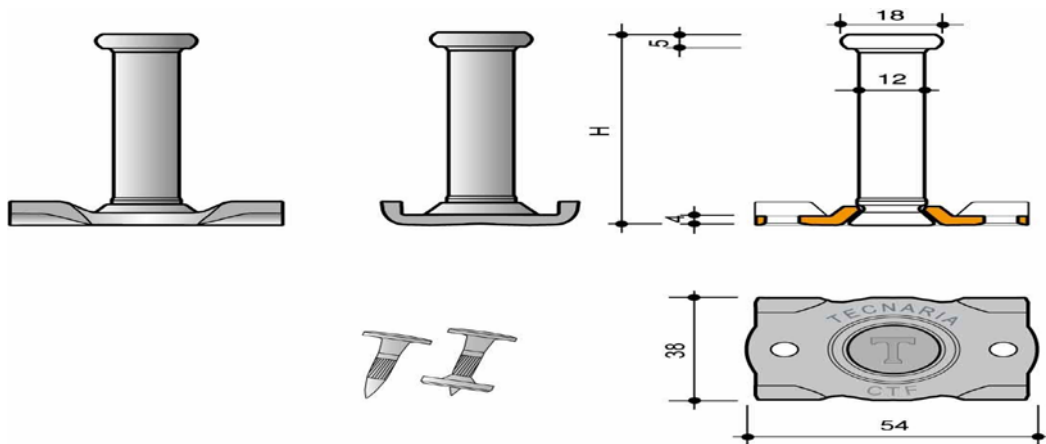


Figure V-7. Dimension minimale des goujons

c) calcul de nombre de connecteurs n :

$$n \geq V_l / P_{Rd}$$

V_l : l'effort totale de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{Rd} : la résistance de calcul d'un connecteur.

c-1) calcul a la résistance d'un cisaillement d'un connecteur

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon a tête soudée automatiquement avec un bourrelet normale a partir de l'une des formule ci-a prés :

$$P_{Rd} = (P_{Rd} = 0,8 f_u \pi d^2 / 4 \gamma_V \times K_t ; P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck}} E_{cm} \times 1 / \gamma_V \times K_t).$$

Ou l'on désigne par :

$D=16\text{mm}$: le diamètre de fut de goujons.

$F_u=430\text{N/mm}^2$: la résistance ultime en traction spécifier du matériau du goujon.

$F_{ck}=25\text{Mpa}$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton a l'âge considéré.

$E_{cm}=29 \times 10^3\text{N/mm}^2$: la valeur moyenne de module sécant du béton.

$$h/d = 75/16 = 4,687 > 4$$

Donc $\alpha=1$.

$h=75\text{mm}$: hors-tout du goujon.

$\gamma_V=1,25$: les coefficient de sécurité a l'État limite ultime.

$$K_T = 0,7b / \sqrt{h_p} (h/h_p - 1)$$

$$= 0,7 \times 102 / \sqrt{1,40} (75/40 - 1) = 1,56 > 1 ; K_t = 1.$$

AN:

$$P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times 3,14 \times 16^2 / 4 \times 1,25 \times 1 = 55304,192\text{N}.$$

$$P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25} \times 29,103 \times 1 / 1,25 \times 1 = 50570,465\text{N}.$$

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2}) = 50570,465\text{N}$$

c-2) calcul de l'effort rasant :

$$V_l = \min (V_l^1 = F_a = A \times f_y / \gamma_{M1} = 98,8 \times 235 \times 100 / 1,1 = 2110,72\text{KN}$$

$$V_l^2 = F_c = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times 25 / 1,5 \times 1020 \times 40 = 578000 = 578\text{KN}.$$

$$V_l = F_c = 578\text{KN}.$$

Cet effort se transmet sur une longueur critique qui est égale a la distances séparant la section d'appuis (V_{max})st la section a mi-travée (M_{max}).

$$L_{cr} = l/2 = 6000/2 = 3000 \text{ mm}.$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V_1 = V / l_{cr} = 578000 / 3000 = 192,67 \text{ N/mm}^2$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complet $n \geq V_1 / P_{Rd}$

$$n \geq 578000 / 50570,46 = 11,43 \text{ dan}$$

12 connecteurs pour tout la poutre, on a besoin de $12 \times 2 = 24$ connecteurs.

Espacement entre connecteurs :

$$e = l / n = 600 / 24 = 25 \text{ cm}$$

V-7.1. Etude des poutres secondaires

Puisque les solives (IPE₂₀₀) sont vérifiées, alors les poutres secondaires (IPE₄₅₀) sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les même charge que les solives.

V-7.2. Etude des poutres maîtresses

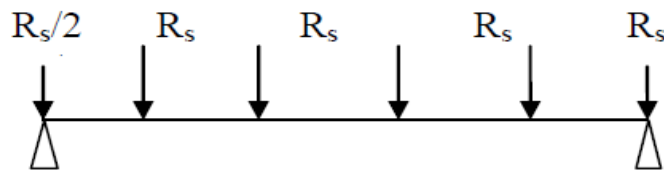


Figure V-8. Schéma statique d'une poutre maîtresse

$$A_{IPE450} = 98,8 \text{ cm}^2$$

1-vérification au stade de montage.

1) calcul de la réaction des poutres maîtresse sur les solives R_s :

La réaction des poutres maîtresses sur les solives :

$$R_s = q_{sd} (l_1/2 + l_2/2)$$

ELU	ELS
$q_{sd} = 459,58 \text{ dan/m}$	$q_{sd} = 329,1 \text{ dan/m}$
$R_s = 4366 \text{ dan}$	$R_s = 3126,45 \text{ dan}$

l_1 et $l_2 = l_0$ dimension de la poutre maitresse.

R_3 sur le plan de niveaux 0-0

$l_1 = 11\text{m}$.

$l_2 = 8\text{m}$.

$R_3 = 459,58(11/2 + 8/2) = 4366\text{dan}$.

2) calcul de la charge équivalente q_{eq} : IPE₄₅₀

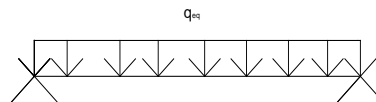


Figure V-9. Schéma statique d'un sommier équivalent

ELU	ELS
$q_{eq} = R_3/e$	$q_{eq} = R_3/e$
$q_{eq} = 4280,4 \text{ dan}$	$q_{eq} = 3065,14\text{dan}$

3) vérifications a la résistance :

a-vérification de l'effort tranchant :

Condition a vérifier:

$$V_{y,Sd} \leq V_{el, Rd}$$

$V_{Sd} = q_{Sd} \times l / 2$: la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{el,Rd} = A_{Vz} \times f_y / \sqrt{3} \gamma_{M0}$:La résistance plastique au cisaillement de la section

A_{Vz} : l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = 4280,4 \times 1,1/2 = 23542,2 \text{ dan}$$

$$V_{pl,Rd} = 50,8 \times 2350 / \sqrt{3} \times 1,1 = 62658,25 \text{ dan}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \dots\dots\dots \text{OK}$$

b-vérification du moment fléchissant:

Condition a vérifié :

$$M_{sd} \leq M_{C,Rd} ; (M_{C,Rd} = M_{ely,Rd})$$

Avec:

M_{sd} : La valeur de calcul de moment fléchissant de la section ; $M_{sd} = q_{sd} \times l^2 / 8$.

$M_{el,Rd}$: le moment de résistance élastique de la section ; $M_{el,Rd} = W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M0}$.

W_{el} : le module élastique de la section.

Donc:

$$M_{sd} = 4280,4 \times 11^2 / 8 = 64741,05 \text{ dan.m}$$

$$M_{ely,Rd} = 1499,7 \times 2350 / 1,1 = 3203904,54 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{el,y,Rd} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification a l'ELS

Condition a vérifier:

$$f_{max} \leq f_{Adm}.$$

$$F_{max} = 5/384 \times q_{sd} \times l^4 / E I_y$$

$$F_{max} = 5/384 \times 3065,14 \times 11^4 \times 100 \times 10 / 2,1 \times 10^6 \times 33742,9 = 8,25 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = l / 300 = 3,66 \text{ cm}$$

$f_{max} > f_{adm}$. la condition de rigidité n'est pas vérifiée.

On opte pour un IPE₀₄₅₀ .

Vérification au déversement: IPE₀₄₅₀.

Notre planché est collaborant la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

Donc l'IPE₀₄₅₀ est vérifié au stade de montage.

Vérification au stade finale :

Calcul de la réaction des poutres maitresse sur les solives R_S :

$$R_S = q_{sd} \times (l_1/2 + l_2/2)$$

ELU	ELS
$q_{sd} = 459,58 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = 329,1 \text{ daN/m}$
$R_S = 4366 \text{ daN}$	$R_S = 3126,45 \text{ daN}$

CHAPITRE VI :

Calcul Des Eléments (Panne, Echantignole, Lisse, Lierne ...)

VI-1. Dimensionnement des pannes

VI-1.1. Charge à considérer

Charge permanentes (Pannes +Panneau sandwich)

$$G_p=20,2+1,5+22,4=44,1\text{Kg/ml}$$

Charge permanent (G) :

Des charge permanent de couverture de l'ordre de 25dan/m^2 pour les solution usuelle comportant un bac acier surmonté d'une solution thermique d'une étanchéité et de charge accrochées éventuelles .

Surcharge d'entretien (P) :

100Kg chacun situées a $1/3$ et $2/3$ du porté de la panne.

-Détermination de la section optimale de la panne intermédiaires a fin de résisté au chargement donné ci-dessous.

$$G_p=20,2 \times 2,04+22,40=63,608\text{Kg/ml}=0,636\text{KN/ml}$$

$$G_p=63,6\text{dan/ml}$$

Avec

Les poids propres de la panne estimés $22,40\text{Kg/ml}$.

Surcharge climatique du vent V perpendiculaire au versent

$$V_2(\text{Sens}) \rightarrow q_{j2} = -166\text{daN/ml}$$

$$V = -166 \times 2,04 = -338,64\text{daN/ml} \uparrow$$

Surcharge climatique de neige N: (Par projection horizontale).

$$N = 21,15 \times 2 = 42,2 \text{ daN/ml} \downarrow$$

Surcharge d'entretien P

P_{eq} : charge uniformément répartie

$$M_{\max} = Pl/3 = P_{\text{eq}} l^2 / 8.$$

$$P_{\text{eq}} = \frac{8P}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,45 \text{ daN/ml}$$

Combinaisons de charge les plus défavorables:

Action vers le bas: ↓

$$Q_{\text{Sd1}} = 1,35G_p + 1,5P_{\text{eq}} = 1,35 \times 63,6 + 1,5 \times 44,45 = 152,535 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{\text{Sd2}} = 1,35 \times G_p + 1,5N = 1,35 \times 63,6 + 1,5 \times 42,3 = 85,86 + 63,45 = 149,31 \text{ daN/ml}$$

Action vers le haut ↑:

$$Q_{z, \text{sd}} = G \cos \alpha - 1,5V = 63,6 \times 0,98 - 1,5 \times 338,64 = 62,328 - 507,96 = -445,632 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, \text{sd}} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 63,6 \times 0,196 = 16,83 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

Les combinaisons les plus défavorable à retenir pour le calcules:

Résistance en section :

$$Q_{\text{Sd}} = 152,53 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{z, \text{sd}} = Q_{\text{Sd}} \cdot \cos \alpha = 149,56 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, \text{sd}} = Q_{z, \text{sd}} \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{149,56 \times 36}{8} = 673,02 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, \text{sd}} = Q_{\text{Sd}} \cdot \sin \alpha = 30 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, \text{sd}} = Q_{y, \text{sd}} \cdot \frac{(l/2)^2}{8} = \frac{16,83(3)^2}{8} = 19 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, \text{sd}} = 673,02 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, \text{sd}} = 19 \text{ daN.m}$$

VI-1.2. Vérification à la sécurité

Vérification a l'état limite ultime.

Vérification a la flexion :

Calcul en plasticité :

(Section de classe 1 et 2)

$$\left(\frac{M_{y, \text{sd}}}{M_{\text{PIY.Rd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, \text{sd}}}{M_{\text{PIZ.Rd}}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Section I et H: $\alpha = \alpha$.

$$\beta = 5n \geq 1$$

$$n = N_{Sd} / N_{Pl.Rd} = 0 \Rightarrow \beta = 1.$$

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant IPE₂₀₀

Classe de la section :

Classe de la semelle : (Semelle comprimée).

$$c = b/2 \leq 10\epsilon. \epsilon = [235/f_y]^{1/2} = 1.0$$

t_f t_f

$$b/2 = 50/8,5 = 5,88 < 10. \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme (Ame fléchie).

$$c/t_f = d/t_w \leq 72\epsilon.$$

$$d/t_w = 159/5,6 = 28,4 \Rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

La section est de classe 1.

Les caractéristiques géométriques d'IPE₂₀₀.

$$W_{el.y} = 193.10^3 \text{ mm}^3; W_{Pl.y} = 221.10^3 \text{ mm}^3.$$

$$W_{Pl.y.Rd} = 28,5.10^3 \text{ mm}^3; W_{Pl.z} = 44,6.10^3 \text{ mm}^3.$$

$$M_{Pl.y.Rd} = \frac{W_{el.y} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{193 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 4123,18 \text{ daN.m}$$

$$\gamma_{Mo} \quad 1,1$$

$$M_{Pl.z.Rd} = \frac{W_{Pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{44,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 952,8 \text{ daN.m}$$

$$\gamma_{Mo} \quad 1,1$$

Remarque : Dans notre cas, l'effort normal ($N_{Sd} = 0$) $\Rightarrow \beta = 1$

$$(M_{Y.Sd} / M_{PlY.Rd})^\alpha + (M_{Z.Sd} / M_{PlZ.Rd})^\beta$$

$$(0,73,02 / 4123,18)^2 + (19 / 952,8)^1 = 0,026 + 0,020 = 0,046 < 1 \text{ OK Vérifié}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_{Z.Sd} \leq V_{PlZ.Rd}$$

$$V_{Y.Sd} \leq V_{PlY.Rd}$$

$$V_{PlZ.Rd} = A_{VZ} \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{Mo}$$

$$V_{PlY.Rd} = A_{VY} \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{Mo}$$

IPE₂₀₀:

$$A_{VZ} = 14 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 = 14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{VY} = 18 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 = 18 \text{ cm}^2.$$

$$V_{Z.Sd} = Q_{Z.Sd} \cdot l/2 = 149,56 \times 6/2 = 448,68 \text{ daN}.$$

$$V_{Y.Sd} = 0,625 Q_{Y.Sd} (l/2) = 0,625 \times 30 \times 6/2 = 56,25 \text{ daN}$$

$$V_{PIZ.Rd} = A_{VZ} (f_y \cdot \sqrt{3}) / \gamma_{Mo} = 14(2350 \times \sqrt{3}) / 1,1 = 51804 \text{ daN}.$$

$$V_{PIY.Rd} = A_{VY} (f_y \cdot \sqrt{3}) / \gamma_{Mo} = 18(2350 \cdot \sqrt{3}) / 1,1 = 66605,22 \text{ daN}.$$

$$V_{Z.Sd} = 448,68 \text{ daN} < V_{PIZ.Rd} = 51804 \text{ daN}.$$

$$V_{Y.Sd} = 56,25 \text{ daN} < V_{PIY.Rd} = 66605,22 \text{ daN}.$$

Remarque:

Dans le cas de section symétrique en (IouH) l'effort tranchant $V_{Z.Sd}$ est repris par la section de l'âme (A_{VZ}), et l'effort tranchant $V_{Y.Sd}$ est repris par la section des deux semelles (A_{VY}).

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2N)t_f.$$

$$A_{VY} = 2bt_f.$$

A_{VZ} : est parfait données par la relation approché suivant :

$$A_{VZ} = 1,04ht_w.$$

h: hauteur de la section.

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

$$A_{VZ} = 1,04 \times 200 \times 5,6 = 1164,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{VZ} = 1164,8 \text{ mm}^2$$

Vérification au déversement :

-Calcul du moment ultime:

$$Q_{Z.Sd} = G \cos \alpha - 1,5V = 63,6 \cos 11,31 - 1,5(166) = 62,36 - 249 = -186,64 \text{ daN}.$$

$$Q_{Z.Sd} = -186,64 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$M_{Y.Sd} = Q_{Z.Sd} \cdot l^2 / 8 = \underline{186,64 \times 36} = 340 \text{ daN.m}$$

8

$$Q_{Y.Sd} = 1,35G \cdot \sin \alpha = 63,6 \times 1,35 \times 0,196 = 16,83 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

$$M_{Z.Sd} = Q_{Y.Sd} \cdot l/2/8$$

$$M_{Z.Sd} = 16,83 \times 3/8 = 6,31 \text{ daN.m}$$

$$M_{PIY,Sd} = \frac{WPIY,Sd f_Y}{\gamma_{Mo}}$$

$$\gamma_{Mo}$$

$$M_{PIY,Sd} = \frac{221 \times 2350 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{PIY,Sd} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{PIZ,Rd} = \frac{WPIZ,Sd f_Y}{\gamma_{Mo}}$$

$$\gamma_{Mo}$$

$$M_{PIZ,Rd} = 44,610^{-2} \times 2350 / 1,1 = 952,8 \text{ daN.m}$$

La formule de vérification au déversement est la suivante.

$$\frac{M_{Y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{PLZ,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{Y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{Z,Sd}}{M_{PLZ,Rd}}$$

Calcul de moments résistants au déversement $M_{b,Rd}$.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot \frac{W_{Pl} \cdot Y_{fY}}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} M_{PIY,Rd}$$

$\beta_W = 1$ pour les section de classe 1 et classe 2.

L élancement réduit λ_{LT} et déterminé par la formule suivante :

$$\lambda = \left[\frac{\beta_W \cdot W_{Pl} \cdot Y_{fY}}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr}$$

$$\lambda = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_W]^{0,5}$$

$$\text{ou: } \lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93,9 \varepsilon$$

$$\text{Et } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y}; [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

$$\varepsilon = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

-pour les poutres a section constante et doublement symétrique (Profilé laminé I et H), l'élément

λ_{LT} Vant:

$$\lambda_{Lt} = i_z / c_1 \cdot \left[1 + 1/20 (i_z / h / e_s)^2 \right]^{0,25}$$

$$i_z = 2,24$$

$$h = 20$$

$$e_s=0,85$$

$$C_1=1,88-1,40\Psi+0,52\Psi^2 \leq 2,7$$

$$\Psi=M_a/M_b \text{ Avec } M_a \leq M_b.$$

Poutre simplement appuyées avec lierne a mi-travée.

L=300cm:longure libre entre appuis latéraux.

$$\Psi=M_a/M_b=0 \Rightarrow C_1=1,88$$

$$\lambda_{LT}=300/2,24/1,88^{0,5} [1+1/20(300/2,24/20/0,85)^2]^{0,5}.$$

$$\lambda_{LT}=134/1,371 \times 1,618.$$

$$\lambda_{LT}=60,40$$

$$\bar{\lambda}_{LT}=[\lambda_{LT}/\lambda_1][\beta_w]^{0,5}=60,40/93,9=0,643$$

$$\varphi_{LT}=0,5[1+\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT}-0,2)+\lambda_{LT}^2]=0,5[1+0,21(0,643-0,2)+0,643^2]=0,632$$

$$\chi_{LT}=\underline{1,0000000000000000}$$

$$\varphi_{LT}+[\varphi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2]^{0,5}$$

$$\chi_{LT}=\underline{1,0000000000000000}$$

$$0,632+[0,632^2-0,643^2]^{0,5}$$

Vérification à l'état limite de service.

Vérification à la flèche.

Action vers le bas :

$$Q_{sd1}=G+N=63,6+42,3=106\text{daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{sd2}=G+P=63,6+54=117,6\text{daN/ml} \downarrow$$

Action vers le haut :

$$Q_{sd2}=G\cos\alpha-V=63,6 \times 0,980-166=-103,672 \downarrow$$

$$Q_{sd}=\text{Max}(Q_{sd1}; Q_{sd2})=117,6\text{daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{z,sd}=Q_{sd} \cdot \cos\alpha = 115,31\text{daN.m}$$

$$Q_{y,sd}=Q_{sd} \cdot \sin\alpha = 23,06\text{daN/ml}$$

Vérification de la flèche.

$$f \leq f_{ad} \text{ Avec } :f_{ad}=l/200$$

.Flèche verticale (ZZ')

Sur deux appuis :

$$f_{ad}=l/200=600/200=3\text{cm}$$

$$f_z=5/384 \times Q_{z,sd} \cdot l^4 / EI_y$$

$$f_z=5/384 \times 115,31 \times 600^4 \cdot 10^{-2}$$

$$2,1 \cdot 10^6 \times 1943$$

$$f_y = \frac{7,472 \cdot 10^{11}}{7,461 \cdot 10^{11}} = 1,00$$

$$f_y = 1,00 \text{ cm}$$

$$f_y = 1 \text{ cm} < f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

.flèche latérale (suivant YY') :

Sur trois appuis.

$$f_{ad} = \frac{l}{2} = \frac{300}{2} = 1,5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{23,06 \times 8 \cdot 10^9 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6 \times 142}$$

$$f_y = 0,033 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,033 \text{ cm} < f_{ad} = 1,5 \text{ cm}$$

Conclusion:

Le profilé choisi IPE₃₀₀ convient pour les pannes.

Désignation abrégée	Poids G Kg/m	Section A cm ²	Dimensions				Caractéristiques			
			h	b	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³
IPE ₃₀₀	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356,1	603,62	628,4	557,1

VI-2. Calcul des liernes

-Calcul des l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 Q_Y \times l/2.$$

$$R = 1,25 \times 300 \times 3 = 112,5 \text{ daN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne L₁ provenant de la panne sablière:

$$T_1 = R/2 = 112,5/2 = 56,25 \text{ daN.}$$

$$T_1 = 56,25 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂:

$$T_2 = R + T_1 = 112,5 + 56,25 = 168,75 \text{ daN.}$$

Effort dans le tronçon L₃:

$$T_3 = R + T_2 = 112,5 + 168,75 = 281,25 \text{ daN.}$$

Effort dans le tronçon L₄:

$$2T_4 \sin \theta = T_3.$$

$$\theta = \arctan 2,04/3 = 34,21^\circ$$

$$T_4 = T_3 / (2 \sin \theta) = 250,12 \text{ daN.}$$

Le tronçon le plus sollicité est L₃.

Élément tendus:

$$N_{Sd} \leq N_{Pl, Rd}$$

$$N_{Pl, Rd} = A \cdot f_Y / \gamma_{M0}$$

Résistance plastique de la section brute.

$$N_{Sd} = T_3 \leq A f_Y$$

$$\gamma_{M1}$$

$$A \geq T_3 \gamma_{M0} / f_Y.$$

$$A \geq \frac{281,25 \times 1,1}{2350} = 0,1316 \text{ cm}^2$$

$$2350$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0,1316 \text{ cm}^2$$

$$4$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,1316}{\pi}} = 0,41 \text{ cm}$$

$$\pi$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 4,5 \text{ mm}$.

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

VI-3. Calcul de l'échantignolle

-Calcul des charges revenant a l'échantignolle :

Effort de soulèvement:

$$Q_{Z, sd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$= 63,6 \cos 11,31 - 1,5 (116) = -186,63 \text{ daN/ml} \uparrow$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{Y, sd} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 63,6 \times 0,196 = 16,83 \text{ daN/ml} \leftarrow.$$

L'excentrement $\ll t \gg$ est limite par la condition suivante :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2).$$

$b=10\text{cm}$; $h=20\text{cm}$.

$$2(5) \leq t \leq 3(5)$$

$$10 \leq t \leq 15$$

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

Echantillon de rive :

$$R_z = Q_{z,sd} \times 1/2 = 445,632 \times 3 = 1336,9 \text{ daN.}$$

$$R_y = Q_{y,sd} \times 1/2$$

$$R_y = 16,83 \times 3 = 50,5 \text{ daN.}$$

Echantillon intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 1336,9 = 2673,8 \text{ daN}$$

CHAPITRE VII :

Vérification Des Portiques

VII-1. Introduction

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité, en comparaison avec les portiques (poteaux – fermes) Leur est par contre limités a cause de leur portée ($l \leq 40m$).

Couverture et accessoire de pose :

$$11,62+1,5=13,12 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Panne (IPE200) } 22,4 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Traverse (Estimée).....} 12,00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids totale : } G=11,2 +13,12+12=36,32 \text{ Kg/m}^2$$

Entre axe des portiques est de 6m

$$G= 36,32 \times 6=218 \text{ Kg/ml.}$$

Effet de la neige :

$$N=21,15 \times 6=126,9 \text{ Kg/ml}$$

Calcul des efforts internes :

On assume $I_2 \cong I_1$

K =raideur – rampant /raideur – béquille

$$K=I_2 h/I_1 S = h/S = 6,5/15/\cos 11,31=0,425.$$

$$\phi=f/h=3/6,5=0,461$$

$$\Delta=K+3+3\phi+\phi^2= 0,425+3+3 \times (0,461) +0,461^2 = 5,021.$$

Charges vertical vers le bas : (charges permanents et surcharge de neige)

Calcul sous la charge unitaire :

$$q=1,0 \text{ Kg/ml}$$

$$\beta=8+5\phi/4\Delta=8+5\times 0,461/4\times 5,021=0,5131$$

$$\gamma=1-\beta(1+\phi)$$

$$\gamma=1-0,513(1+0,461)= 0,250$$

$$H_A=H_E=\beta ql^2/8=0,513\times 1\times 30^2/8=8,87\text{Kg}=8,87\text{dan}$$

$$8\times 6,5$$

$$V_A=V_E = ql/2 = 1\times 30/2 = 15 \text{ Kg} =15 \text{ dan}$$

$$ql^2/8 = 1\times 30^2 / 8 = 112,5 \text{ dan.m}$$

$$M_B= M_D = - \beta \times ql^2/8 = -0,513 \times 1 \times 30^2/8 = -57,71 \text{ dan.m}$$

$$M_C= \gamma ql^2/8 = 0,250\times 1\times 30^2 / 8 = 28,125 \text{ dan.m}$$

Tableaux récapitulatifs :

Effort internes sous la charge unitaire : q= 1dan/ml

		Réaction d'appuis (Kg)				Moment (Kg .m)		
Action	q (Kg/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1,0	+8,87	-8,87	+15	-15	-57,71	+28,125	-57,71
N	1,0	+8,87	-8,87	+15	-15	-57,71	+28,125	-57,71

Effort interne sous les charges actuelles:

		Réaction d'appuis (Kg)				Moment (Kg .m)		
Action	q Kg/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	218	1914,04	-1914,04	+327	+327	-12580,78	+61,3125	-12580,78
N	126,9	1114,182	-1114,182	+1903,5	+1903,5	-7323,4	+3569	-7323,4

Combinaisons à L'ELU :

		Réaction d'appui (Kg)				Moment (Kg.m)		
Combinaisons		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1,35G+1,5N		4255,22	-4255,22	7269,75	7270	-27970	5436,27	-27970

VII-2. Calcul de l'imperfection géométrique globale

$$H_{eq} = \Phi N_{sd}$$

$$\Phi = \Phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

$$\Phi_0 = 1/200 = 0,005$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{9,5} = 0,648$$

$$\alpha_m = (0,5 (1+ 1/m))^{0,5} = 0,866$$

$$\Phi = 0,0028$$

VII-2.1. Modélisation avec les imperfections

Effort en pied de poteaux aux ELU.

Combinaisons ELU	Poteaux 1		Poteaux 2		Somme	
	H _A (KN)	V _A (KN)	H _E	V _E	H(KN)	V(KN)
Comb 1	42,55	72,70	-42,55	72,70	0	145,4

Combinaison	0,15V	 H \geq 0,15 V
Comb1	21,81	Non

Si $| H | \geq 0,15 | V |$ les défauts d'aplomb ne sont pas a considérer

Combinaison	Poteaux 1		Poteaux 2	
	N _{Sd} (KN)	H _{eq} = Φ N _{Sd} (KN)	N _{Sd} (KN)	H _{eq} = Φ N _{Sd} (KN)
1,35G+1,5N	72,70	0,230	72,70	0,230

VII-2.2. Calcul des efforts internes additionnels

Effort horizontale en tête du poteau :

$$P = 2 \times 0,23 = 0,46 \text{ KN} ; \Delta = 5,021 ; \Phi = 0,0028$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[\frac{1 + \Phi(3+2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,46}{2} \left[\frac{1 + 0,0028(3+2(0,0028))}{2 \times 5,021} \right] = 0,23 \text{ KN} ; H_E = P - H_A = 0,46 - 0,23$$

$$= 0,23 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Pl}{30} = -\frac{0,46 \times 6,5}{30} = -0,1$$

$$M_B = +\beta Ph = 6,5 \times 0,46 \times 0,500 = 1,495 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -6,5 \times 0,46 \times 0,001 = -0,0003 \text{ KN.m}$$

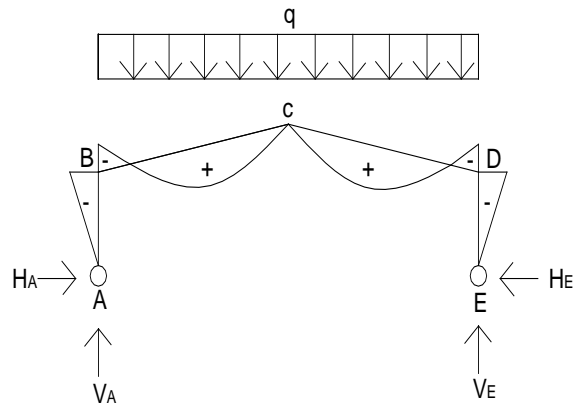
$$\beta = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \Phi(3+2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + 0,0028(3+2 \times 0,0028)}{2 \times 5,021} \right] = 0,500$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[\frac{1 - \Phi(3+2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{1 - 0,0028(3+2 \times 0,0028)}{2 \times 5,021} \right] = 0,500$$

$$\gamma = \frac{\Phi}{2} \left[\frac{1 + \Phi(3+2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,0028}{2} \left[\frac{1 - (1+0,0028)(3+2 \times 0,0028)}{2 \times 5,021} \right] = 0,0001$$

VII-2.3. Combinaisons à L'ELU avec prise en compte de $H_{eq} = P$

Combinaisons	Réaction d appuis (KN)				Moments (KN.m)		
	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
1,35G+1,5N	42,55	-42,55	72,7	72,7	-279,70	54,36	279,70
P	-0,23	-0,23	-0,1	+0,1	+1,495	-0,003	-1,495
1,35G+1,5N+P	-42,32	-42,78	72,6	72,8	-278,205	54,357	278,205



VII-3. Choix de la méthode d'analyse

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement.

Si $\alpha_{Cr} \geq 10$ La structure rigide : Analyse élastique au 1^{er} Ordre.

Si $\alpha_{Cr} < 10$ structures souples : Analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} Ordre.

Si $\alpha_{Cr} \geq 15$ La structure rigide: Analyse plastique.

VII-3.1. Détermination de facteur d'éloignement minimum α_{Cr}

Dans le cas des portiques a faible pente ($\alpha \leq 26^\circ$), le coefficient d'éloignement critique α_{Cr} peut être calculé avec la formule approchée suivant pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{Cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

H: Action horizontale totale.

V: Action verticale totale.

δ_H : déplacement horizontale.

h=6,5: hauteur de poteau.

$$\alpha_{Cr} = \frac{10}{22} \times \frac{6500}{145,2} = 20,34 > 10 \text{ Structure rigide}$$

$$22 \quad 145,2$$

Pour une charge arbitraire de 10KN, $\delta_H=22\text{mm}$ a la tête du poteau on opte pour la méthode élastique Au 1^{er} Ordre.

Remarque : Dans le cas ou le critère n'est pas vérifié $\alpha_{Cr} < 10$ on doit tenir compte des effets du 2^{ème} Ordre en multipliant les déplacements engendré par les charges horizontale par un coefficient d'amplifications suivant:

$$1/1-\alpha_{Cr}$$

Les moments maximum sollicitant la traverse:

Sous la combinaison : 1,35N+1,5G+P

.Aux appuis : $M_D = 278,205 \text{ KN.m}$.

.Aux faitage : $M_C = 54,357 \text{ KN.m}$.

VIII-1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface et produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qui 'il résiste et présente un degré acceptable de protection des vies humaines et des bien matériels. Pour cela on applique le règlement parasismique algérien actuel (RPA99 version 2003) pour le calcul des charges sismiques. Les dispositions de ce règlement sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes situées dans toutes les zones à l'exception de la zone 0.

D'après le RPA la détermination des charges sismiques peut se faire par trois méthodes de calcul :

..Méthode d'analyse spectrale.

..Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

..Méthode statique équivalente (M.S.E).

VIII-2. Choix de la méthode de calcul

Dans la méthode statique équivalente (MSE), le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme par un système de forces statiques fictives dont les effets seront considérés équivalents aux efforts de l'action sismique et appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

..**Condition sur la hauteur :**

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : Le bâtiment ne doit pas dépasser 65 m de hauteur pour les zones I et II et 30 m pour la zone III. Notre bâtiment est implanté à Alger (zone III) Sa hauteur totale $h = 16 \text{ m} < 30 \text{ m}$**condition vérifiée.**

..Condition de régularité en plan :

1- Notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis aux deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des masses que des rigidités.

2- Condition de l'excentricité :

À chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment la distance entre le centre de gravité « **G** » et le centre de torsion « **T** » doit être inférieure ou égale à **15%** de la dimension mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique.

2-1- calcul de la position du centre de gravité **G** :

$$XG = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} ; YG = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$\mathbf{G} = (24,07\text{m} ; 6,17\text{m}).$$

$$XG = 24,07\text{m}$$

$$YG = 6,17\text{m}$$

2-2- calcul de la position du centre de torsion **T** :

$$XT = \frac{\sum I_i \cdot x_i}{\sum I_i} ; YT = \frac{\sum I_i \cdot y_i}{\sum I_i}$$

$$XT = 20,66 \text{ m}$$

$$YT = 3,01 \text{ m}$$

$$\mathbf{T} = (20,66\text{m} ; 3,01\text{m}).$$

2-3- calcul de l'excentricité théorique :

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$e_x = XG - XT = 24,07 - 20,66 = 3,41\text{m} \leq 15\% l_x = 8,4\text{m}$$

$$e_y = YG - YT = 6,17 - 6,125 = 0,045\text{m} \leq 15\% l_y = 1,845\text{m}$$

Condition vérifiée

2-4- calcul de l'excentricité accidentelle :

$$\text{Accidentelle} = 5\% l_{\max} = 5\% \cdot 56 = 2,8\text{m}$$

Comme l'excentricité accidentelle est plus petite que l'excentricité théorique, elle sera prise pour les calculs à suivre.

3- condition de décrochement :

$$l_1 / l = 0,00 < 0,25$$

Condition vérifiée

Pas de décrochement

Ou :

l_1 :longueur de décrochement.

l : longueur de bâtiment.

4- condition des ouvertures dans les planché

Pour que le plancher soit infiniment rigide il faut que la surface totale des ouvertures ne doit pas dépasser 15% de la surface de plancher.

$$S_{\text{ouverture}} \leq 15\% S_{\text{totale}} .$$

$$S_{\text{ouverture}} = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 56 \times 30 = 1680 \text{ m}^2$$

$$6 \times 6,55 = 39,31 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} = 2 \times 39,31 + 64 = 78,63 + 64 = 142,63 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} = 142,63 < 252 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

La régularité en plan de notre bâtiment elle est vérifiée.

Condition de régularité en élévation.

.on a un système continué de pas vers le haut.

.les masse est rigidité sont constante.

.pas de décrochement en élévation.

\Rightarrow conclusion tout les conditions sont vérifier donc notre bâtiment est classée régulier en élévation.

\Rightarrow tout les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente (MSE) est applicable.

VIII-3. Calcul de la force sismique

La force sismique « V » appliqué a la basse de la structure .doit être calculé successivement dans deux direction horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot w_T$$

R

VIII-3.1. Détermination du coefficient d'accélération de zone A

-classification de l'ouvrage 1B

-la zone sismique zone III

$$A=0,30$$

VIII-3.2. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D

Site $S_3 \Rightarrow T_2=0,4$

η le facteur correcteur d'amortissement est donnée par la formule :

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

$\xi=5\%$ (portique (acier) Remplissage (dense)).

$$\eta=1$$

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

$$h_N=16m$$

$$C_T=0,050 \text{ Cas N}^\circ 4$$

Contreventement assurée partiellement ou totalement par des viols ou des palée triangulaire et des en maçonnerie.

AN:

$$T=0,050 \times 16^{3/4}=0,4s$$

D'où $T_1=0,4s$.

VIII-3.3. Détermination le coefficient de comportement

Sens longitudinale :

L'ossature est contreventée par ossature triangulaire en X. $R=5$.

Sens transversal:

L'ossature est contre venté par ossature triangulaire en X. $R=5$.

VIII-3.4. Détermination du facteur de qualité

$$Q=1+\sum P_q \dots \dots \dots$$

CHAPITRE IX :

Les fondations

IX-1.Introduction:

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise. Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépasser des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible.

Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau. D'où la nécessité de leur conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

IX-2.Charges à considérer

Les efforts maximum résultants pour la fondation la plus défavorable sont :

$$M_{x \max} = 241.88 \text{ [kN.m]}$$

$$N_{\max} = 425.94 \text{ [kN]}$$

$$V_{y \max} = 56.69 \text{ [kN]}$$

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle

À au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

IX-3.Vérification de la contrainte du sol :

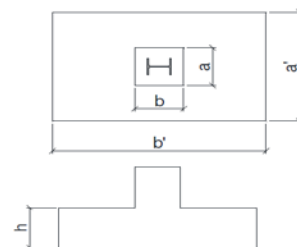
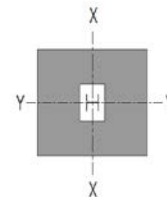
$$a = 0.700\text{m}$$

$$b = 0.800\text{m}$$

$$a' = 2.00\text{m}$$

$$b' = 4.00 \text{ m}$$

$$h = (b - b') / 4 = (4.00 - 0.800) / 4 = 0.80 \text{ m}$$

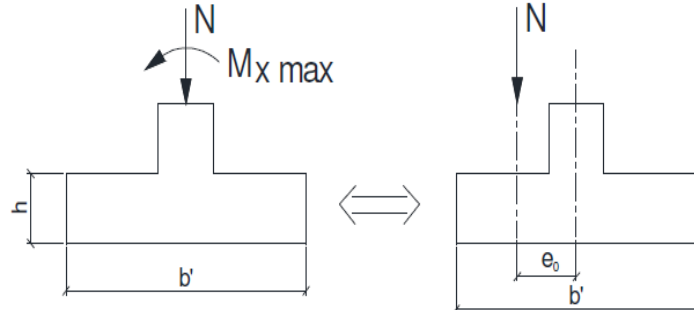


a. Calcul de l'excentricité

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{M_{x\max}}{N}$$

$$= \frac{241,88}{425,94} = 0,57\text{m}$$

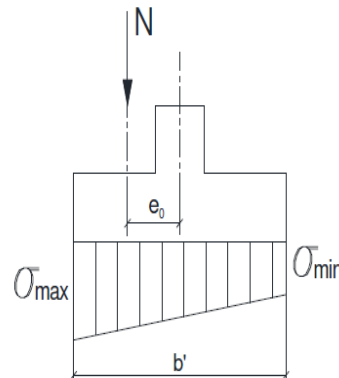


b. Vérification des contraintes

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle. La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{b'}{6} \Rightarrow 0,38 \text{ [m]} \leq 0,67 \text{ [m]} \Rightarrow \text{ok}$$

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.



$$\sigma_{\text{Max}} = \frac{N}{a \times b} \times \left(1 + \frac{6 e_0}{b}\right) = \frac{425,94}{2 \times 4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,57}{4}\right) = 98,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{\text{Max}} = 98,76 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

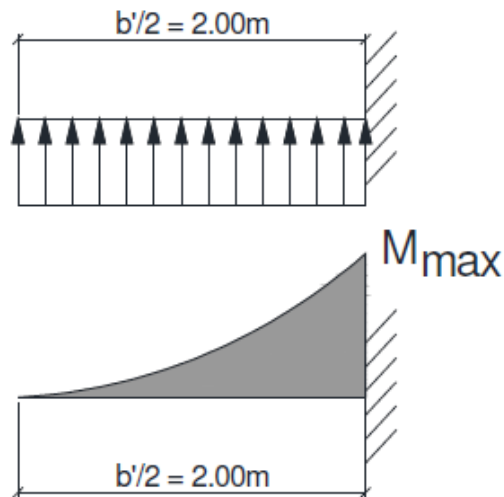
→ Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

IX-4. Ferrailage de la fondation

Il existe deux méthodes pour le calcul des semelles isolées rectangulaires (la méthode de bielles et la méthode des consoles). Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode

des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenu par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{98.76 \times 2.00^2}{2} = 197.52 \text{ [kN.m]}$$



a. Détermination des armatures

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

- Etat limite de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{bac} = 0.6 F_{c28} = 15.00 \text{ MPA}$$

« Article A.4.5.2 –BAEL91»

- Etat limite d'ouverture de fissures

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 F_e; \text{Max} (0.5 F_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{t28}})] = 250.00 \text{ MPA}$$

Avec : η est le coefficient de fissuration égale à 1.6 pour les barres à haute adhérence.

F_{t28} : est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPA.

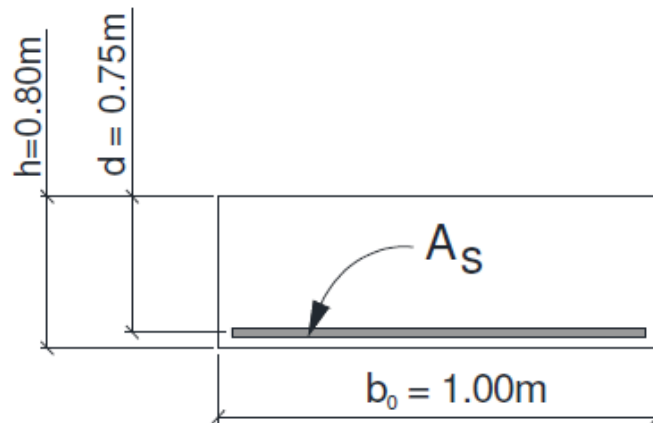
$$\overline{\alpha_{rb}} = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0.47$$

$$M_{rb} = 1/2 \overline{\alpha_{rb}} \cdot \left(1 - \frac{\overline{\alpha_{rb}}}{3}\right) b_0 \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$$

$$= 1.672 \times 10^3 = 1672.17 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{rb} = 1672.17 \text{ [kN.m]} > M_{ser} = 197.52 \text{ [kN.m]}$$

⇒ Les armatures comprimé sont nuls ($A_s' = 0$)



$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_s}} = 1.40$$

$$\overline{z_{rb}} = \frac{15}{16} \cdot d \cdot \frac{40 \mu_s + 1}{54 \mu_s + 1} = 0.52$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{z_{rb}} \cdot \overline{\sigma_s}} = 15.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$\rho = 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{0.23 b \cdot d \cdot F_{t28}}{F_e}$$

$$\Rightarrow A_s = 7.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

« Article A.4.2.1- BAEL91 »

Conclusion :

- Nous choisissons pour la nappe inférieure des HA20 espacés tous les 18 cm soit une section D'armature $A_s = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Pour la nappe supérieure, nous prévoyons des armatures en HA14 espacée tous les 20 cm Pour éviter la fissuration de retrait.

IX-5. Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

$$= 42,6 \text{ KN}$$

Avec :

- N est l'effort normale maximal = 425.94 [kN]
- α est un coefficient fonction de la zone sismique = 10 (zone III – site meuble S₃)

a. Armature longitudinales en traction simple

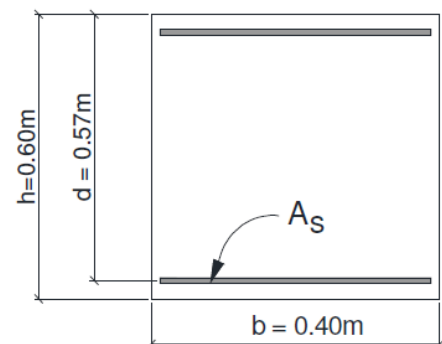
$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$= \frac{42,60000}{434 \cdot 10^3} = 0,98 \text{ cm}^2$$

b. Condition de non fragilité

$$A_s = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_s = 0.23 \times 0.400 \times 0.57 \times \frac{2.1}{500} \times 10^4 = 2.2 \text{ cm}^2$$



c. ferrailage minimum selon le RPA / version 2003

$$A_{smin} = 0.006 \times b \times h = 14.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion: Nous choisissons pour les armatures longitudinales des longrines

$$10 \text{ HA16} = 20.10 \text{ cm}^2$$

d. Armature transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{tmin} \geq \frac{0.40 b_0 \cdot S_t}{F_e} \Rightarrow A_{tmin} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Avec : S_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15cm.

Nous prévoyons installer pour les longrines des cadres en HA8 avec un espacement de 15 cm.

Conclusion Générale

La formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire notamment dans un domaine aussi vaste qu'est la construction métallique.

Ce travail m'a permis d'approfondir mes connaissances théoriques acquises le long de mes années de formation, il m'a aussi permis de mettre en pratique ces connaissances notamment en étudiant un cas réel de structure métallique.

Cette expérience m'a permis de me familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Eurocodes, le CCM97, le RNV99, le RPA99,...

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié m'ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la structure mixte, les assemblages et les fondations.

J'ai appris que la précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte de certains détails d'exécution facilitant la mise en œuvre de l'autre part sont la clé de réussite d'un projet d'étude de structure.

Bibliographie

- [01] Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
- [02] Règles neige et vent « RNV99, D.T.R-B.C-2.47 ».
- [03] Règles de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
- [04] Règles de conception des structures en acier « CCM97 ».
- [05] Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
- [06] Exécution des structures en acier « NF EN 1092-2 ».
- [07] Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».
- [08] Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-2.331 ».
- [09] Lahlou. Dahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- [10] R. Basquin & G. Lemasson « résistance des matériaux ».
- [11] Jean Morel « Structures Métalliques – guide de Calcul ».
- [12] Jean Perchât & Jean Roux « Pratique du BAEL91».
- [13] Jean Pierre Mougine « Béton armé – BAEL91 modifié 99 et DTU associé ».
- [14] « Cours et TD de l'université Mouloud Mammeri – Département de génie civil ».