

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGÉNIEURAT
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE D'UNE USINE EN CHARPENTE METALLIQUE
+
ADMINISTRATION**

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

1/AGGAB IMEN

2/HAMIZI AMINA

DIRECTEUR DU MEMOIRE : HADIDANE Y. Dr. GENIE CIVIL, U B M ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

EXAMINATEURS :

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont a Dieu le tout puissant qui nous a donne la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : Md **Hadidane Yazide**... pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guide ce travail.

Je remercie les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribue à notre formation.

Je remercie aussi mes amis pour leur aide, leur patience.

SOMMAIRE

Introduction	1
Chapitre-I - Généralités et Définitions	
Introduction	
I-1- présentation de l'ouvrage.....	2
I-2- Conception.....	3
I-3- Caractéristiques des matériaux.....	3
I-4- Hypothèse de calcul.....	9
Chapitre -II- Pré dimensionnement	
II-1- Introduction	11
II-2 - Pré dimensionnement des différents éléments	11
II-3 - Evaluation des charges et des surcharges.....	19
II-4- Descente des charges.....	23
Chapitre-III -Calcul des éléments secondaires	
III-1- L'acrotère.....	28
III-2- Les planchers	32
III-3- Les escaliers	44
III-4- La poutre brisée	52
Chapitre IV: Présentation de L'ouvrage	
IV-1- Caractéristique	57
IV-2- Matériaux utiliser	59
IV-3- Règlement utiliser	60
Chapitre V : Action de Vent et Neige	
V-1- Action de Vent	63
V-2- Action de Neige	76
Chapitre VI : Calcul des Eléments Secondaires	
VI-1- Dimensionnement des Panneaux de Couverture	78
VI-2- Etudes des Pannes	79
VI-3- Calcul des Lisses de Bardages	86
VI-4- Calcul de Potelets	91
VI-5- Vérification des Poteaux	98

Chapitre VII : Calcul de Portique

Chapitre VIII : Calcul d'Assemblage

Chapitre IX : Contreventement

IX-1- Contreventement de Toiture (Poutre au Vent)143

IX-2- Calcul de Stabilité en Long Pans145

Conclusion Générale 147

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 -Diagrammes déformations –contraintes de béton 5

Figure I-2 -Diagramme déformations- contraintes 8

Figure I-3-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots. 8

Chapitre II

Figure II-1 -Nervure 13

Figure II-2- Les poutres 14

Figure II-3-Les Poteaux 16

Figure II-4- Les voiles 17

Figure II-5- les escaliers 18

Figure II-6- Mur extérieur 21

Figure II-7 -Acrotère 22

Figure II-8- La dégression des charges 24

Figure II-9- Poteaux d'angle 24

Figure II-10- Poteaux de rive 25

Figure II-11- Poteaux Intermédiaire 26

Chapitre III

Figure III-1 L'acrotère 30

Figure III-2 Dessin de ferrailage 33

Figure III-4 Méthode de Caquot 36

Figure III-5 Type de plancher 35

Figure III-6 les nervures 42

Figure III-7 Ferrailage des nervures 47

Figure III-8 Evaluations des charges 47

Figure III-9 Moment de calcul -1 48

Figure III-10 Moment de calcul-2 49

Figure III-11 Evaluation des charges 50

Figure III-12 Moment de calcul-3 51

Figure III-13 Ferrailage des escaliers 55

Figure III-14 Poutre Brisée 55

Chapitre IV :

Figure IV-1 Coupe B-B 57

Figure IV-2 Coupe A-A et Façade principale 57

Figure IV-3 Plan de Fondation 58

Figure IV-4 Façade latérale 58

Chapitre V :

Figure V-1 Les direction principale du Vent 63

Figure V-2 Légende relative aux murs verticaux 67

Figure V-3 Légende pour les parois verticaux 68

Figure V-4 Zone de pression pour la toiture 68

Figure V-5 Coefficient de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties 69

Figure V-6 Légende relative aux murs verticaux 70

Figure V-7 Légende pour les parois verticales 71

Figure V-8 Zone de pression pour la toiture 71

Figure V-9 Zone de pression pour la toiture 73

Figure V-10 Zone de pression pour la toiture 75

Chapitre VI :

Figure VI-1 Détail de panneau sandwich (couverture) 78

Figure VI-2 Disposition de la panne 79

Figure VI-3 Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes 80

Figure VI-4 Schéma statique de la poutre équivalent 81

Figure VI-5 Schéma statique de panne sous surcharge de la Neige 82

Figure VI-6 Représentation de cisaillement de la panne 86

Figure VI-7 Détail de panneau sandwich (bardage) 87

Figure VI-8 Disposition de la lisse sur le poteau 88

Liste des tableaux

Chapitre I

- Tableau I-1- Caractéristiques géométriques 2
- Tableau I-2- Dosage et composition du béton 4
- Tableau I-3- Caractéristiques des aciers utilisés 7

Chapitre II

- Tableau II-1-Condition de flèche 13
- Tableau II-2- Tableau récapitulative 14
- Tableau II-3- Les voiles 18
- Tableau II-4- Plancher terrasse 20
- Tableau II-5- Plancher étage courant 20
- Tableau II-6 Murs extérieurs 21
- Tableau II-7 Murs intérieurs 21
- Tableau II-8 Paillasse 22
- Tableau II-9 Palier 23
- Tableau II-10 Tableau récapitulatif 23
- Tableau II-11- Descente des charges -Poteau d'angle- 25
- Tableau II-12- Descente des charges - Poteau de rive- 26
- Tableau II-13- Descente des charges - Poteau Intermédiaire 27
- Tableau II-14- Vérification de la section de poteau 28

Chapitre III

- Tableau III-1- Calcul des sollicitations 31
- Tableau III-2-Evaluation des charges-plancher- 36
- Tableau III-3 Plancher terrasse cas de l'ELU 38
- Tableau III-4 Plancher RDC+Plancher courant cas de l'ELU 39
- Tableau III-5 Plancher terrasse cas de l'ELS 39
- Tableau III-6 Plancher RDC+Plancher courant cas de l'ELS 40
- Tableau III-7 Les sollicitations maximum 41
- Tableau III-8 Vérification au cisaillement 46
- Tableau III-9 Evaluations des charges-escaliers- 47
- Tableau III-10 Evaluations des charges 50
- Tableau III-11 moments et l'effort tranchants 56
- Tableau III-12 Ferrailages de poutre brisée 56

Tableau III-13 Vérification à E.L.S 57

Chapitre IV

Chapitre V:

Tableau V-1 Valeur de $q_p(z)$; C_e 66

Tableau V-2 Valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois verticale 68

Tableau V-3 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1 69

Tableau V-4 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture V1 70

Tableau V-5 Valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois verticale 70

Tableau V-6 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2 72

Tableau V-7 Valeurs de la pression aérodynamique des toitures selon V2 72

Tableau V-8 Valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois verticale 73

Tableau V-9 Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V3 74

Tableau V-10 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V3 74

Tableau V-11 Valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois verticale 74

Tableau V-12 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V4 75

Tableau V-13 Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture V4 76

Chapitre VI :

Tableau VI-1 Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur 79

Tableau VI-2 Détail de panneau sandwich (bardage) 87

Tableau VI-3 Le poids propre e panneau correspondant à chaque épaisseur 88

Tableau VI-4 Coefficient de flambement correspondant à la section 93

Références Bibliographiques

- DTR –C- 2-4-7 : Règlement neige et vent « RNV 2013 ».
- DTR –B-C 2-48 : Règles Parasismique Algériennes RPA99/Version 2003, Centre Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- DTR-B-C 2-2 : Charge permanentes et charges d’exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- EUROCODE 3 : Calcul des éléments résistants d’une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Lahlou Dehmani ; calcul des structures métalliques selon l’EC3/ Edition Eyrolles Paris 2005.
- Cours de 1^{ère} année master
 - Charpente métallique : M^t A/Becheur.
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997
- Projets de fin d’étude (Université de BEJAIA).

Introduction Générale

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème} siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Et aussi de la construction D'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier. Une telle construction est maintenue par une ossature métallique.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) les charges transmises au sol sont considérées allégées. Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau..), La réalisation des constructions métalliques est rapide car réalisée par un assemblage de poutres métalliques qui sont soit des profilés marchands soit des profilés reconstitués soudés IPE.

Résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage Doit être conçues globalement de manière a assuré de la structure Réalisé répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire de toute les Actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence de la déformation.

Relative du système structurale principe de ce présent travaille est l'étude d'un hangar à usage déstockage. L'étude de pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de Conception, à s'avoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV99)

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur ETUDE D'UNE USINE EN CHARPENTE METALLIQUE+ADMINISTRATION. Cet ouvrage est une administration en RDC+1 à usage de stockage, implanté {Wilaya de ANNABA}.

Chapitre I :
Généralité

Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de mon projet de fin d'études.

I-1-présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+1+S/Sol) à usage multiple constitué de :

- Le sous-sol destiné comme un parking.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage administrative.
- Du 1^{er} étage à usage administrative.

Le bâtiment sera implanté à **ANNABA** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone II)

Caractéristiques géométriques:

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme (L) irrégulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Dimensions	(m)
Dimension en plan	18.80 × 10
Hauteur totale (avec l'acrotère)	7.50
Hauteur du RDC	3,50
Hauteur des étages courants	3,40

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques

I-2- Conception:**I-2-1- Le contreventement :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des portiques avec justification d'interaction poteau poutre.

I-2-2- Plancher:

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

I-2-3- Maçonnerie:**a. Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-2-4 Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I-2-5- Escaliers:

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place

I-2-6- Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettent le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I-3- Caractéristiques des matériaux:

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I-3-1- Béton:

On appelle béton, le matériau constitue par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

Pour notre projet le béton utilisé est béton courant:

a. Dosage et composition du béton:

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante:

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-2- Dosage et composition du béton

b. La résistance caractéristique du béton :

• **En compression** (f_{cj}) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ Mpa

à un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$

• **En traction** (f_{tj}) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{t28} = 2.1$ [MPa]. déduite de la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

c. Déformations longitudinales du béton:

• **Déformations instantanées** « $i_j E$ » : (CBA 93 [ART 2.1.1.2] P7)

$E_{ij} = 32164.2$ [MPa] i_j , déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

• **Déformations différées** « $v_j E$ »: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] ; Dans notre cas $E_{vj} = 1.08 \cdot 10^4$ [MPa], pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

d. Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

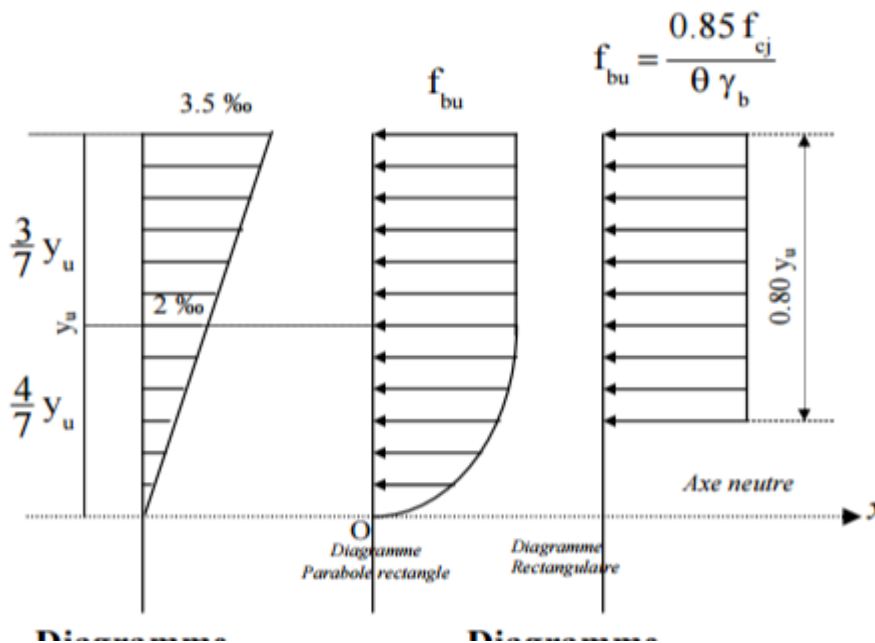
$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$v = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations.

e. Diagrammes déformations –contraintes de béton : (CBA 93 [ART 4.3.4])

On distingue (figure):

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - _ Sa simplicité d'emploi.
 - _ Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».



Notations :

- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;
- γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5
- f_{bu} : Contrainte de calcul
- Le coefficient θ prend les valeurs :
 - 1 pour une durée d'application des charges $> 24h$
 - 0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
 - 0,85 Si durée $< 1h$

**Diagramme
Des déformations**

**Diagramme
Des contraintes**

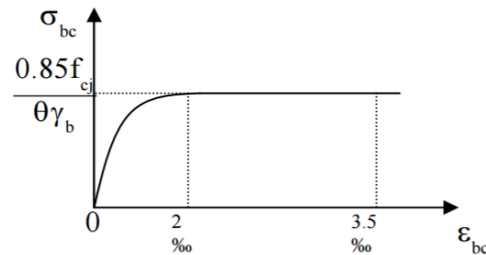
Figure I-1- Diagrammes déformations –contraintes de béton

Les contraintes limites :

- **Etat limite ultime** : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$



Notation:

$\theta = 1$ durée > 24 h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24 h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$

Combinaisons accidentelles.

• **Etat limite de service : (CBA 93 [ART 5.1.4])**

La contrainte de compression du béton est limitée à $c_j 0.6 f$; dans notre cas

$$\sigma = 15 [MPa]$$

• **Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)**

$\tau_u = 3.33$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\}$$

$\tau_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\}$$

I-3-2- Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I-3 -2 -1- Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-3- Caractéristiques des aciers utilisés

I-3-2-2-Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$.

I-3-2-3- Contraintes limites:

• **Etat limite ultime** : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} \left\{ \begin{array}{l} \text{Barre lisse: } \sigma_s = 186,96 [MPa] \\ \text{Barre HA: } \sigma_s = 347,83 [MPa] \end{array} \right\}$

$\gamma_s = 15$ Combinaisons courantes

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles

• **Etat limite de service :**

E L S : - Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, dans notre cas

- Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$, dans notre cas

$\bar{\sigma}_s = 261.63 [MPa]$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses ;

$\eta = 1.6$ pour acier HA ;

I-3-2-4-Diagramme déformations- contraintes :

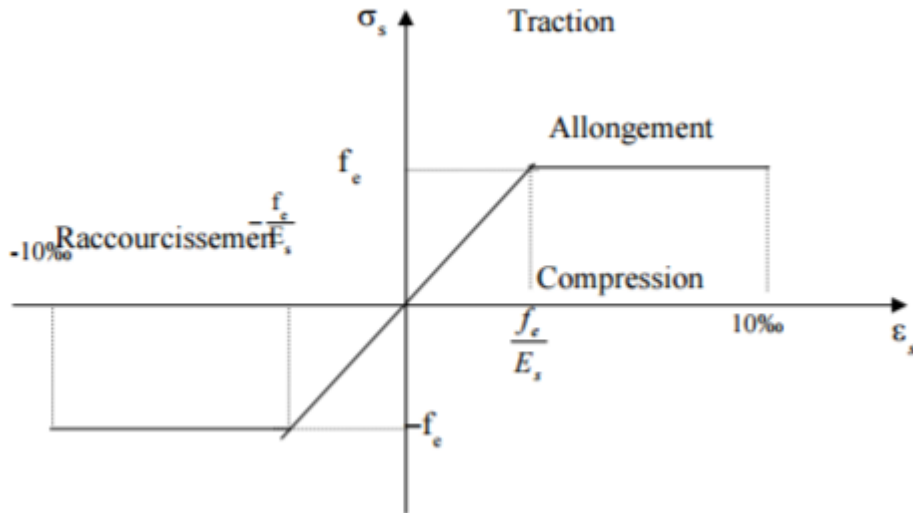


Figure I-2- Diagramme déformations- contraintes

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

I-3-2-5 - Diagramme de déformation d'une section en béton armé:

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art, A.4.3.3, P22).

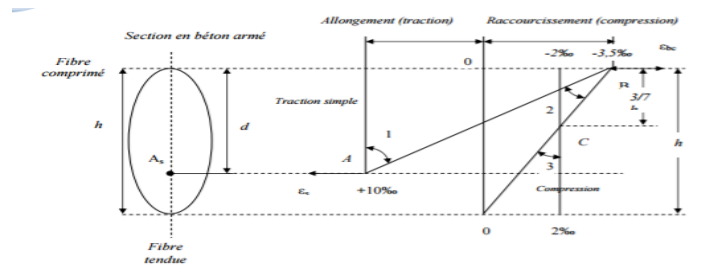


Figure I-3-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

a. Pivot (A) region1:

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

b. Pivot (B) region2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

c. Pivot (C) region3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc}=2.10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

I-4-Hypothèse de calcul:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-4-1- Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

*** Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% σ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5% σ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2% σ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

***Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est

fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

I-4-2-Méthodes de calcul:

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

c. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I-4-3- Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$
- Limite d'élasticité du l'acier : $f_e=400\text{Mpa}$

Chapitre II : Pré dimensionnement

II-1- Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appel pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de niveau et ce jusqu'à la fondation

II-2- Pré dimensionnement des différents éléments

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II-2-1- Les Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, poutres, murs ...). Dans ce projet les planchers sont des Corps Creux.

II-2-1-1-Planchers a corps-creux :

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 7.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{Lx}{22.5} \quad , \quad h_t \geq \frac{Lx Mt}{15 M_0} \quad . \quad \text{Avec } Mt = 0.75M_0$$

Où : - Lx désigne la plus grande dimension entre nus de nervures,

-M₀ désigne le moment isostatique maximal.

L_x (cm)	$h_t \geq \frac{Lx}{22.5}$ (cm)	$h_t \geq \frac{Lx M_t}{15 M_0}$ (cm)	h_t (cm)
746	33.15	37.3	16+4=20

Tableau II-1-Condition de flèche

$$ht \geq \frac{Lx 0.75M_0}{15 M_0} \leftrightarrow ht \geq \frac{Lx 0.75}{15}$$

On prend : **ht = 20 cm.**

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type (16 + 4) cm constitués d'entre vous (Corps-creux) de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm de l'épaisseur.

*** Condition de résistance :**

$$\frac{L}{50} \leq h_t \leq \frac{L}{40}$$

D'où : $\frac{746}{50} \leq ht \leq \frac{746}{40}$

$\leftrightarrow 14.92 \leq ht \leq 18.65$

II-2-1-2- Nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : **b = b₀ + 2b₁** ;

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$ $b_0 = 10\text{cm}$, $L = 65 - 10 = 55\text{cm}$

$b_1 = \min \{27.5, 48\} = 27.5\text{cm}$; soit $b = 65\text{cm}$

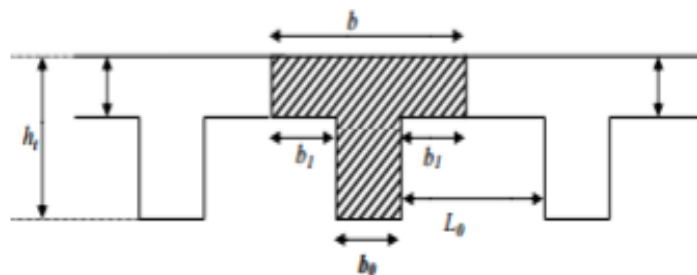


Figure II-1- Nervure

Tableau récapitulatif :

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Epaisseur de la dalle compression	4
Epaisseur de l'entrevous	16
Entraxe des nervures	65
Largeur des nervures	10

Tableau II-2- Tableau récapitulatif

II-2-2- Les poutres :

D'après le R.P.A99 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes:

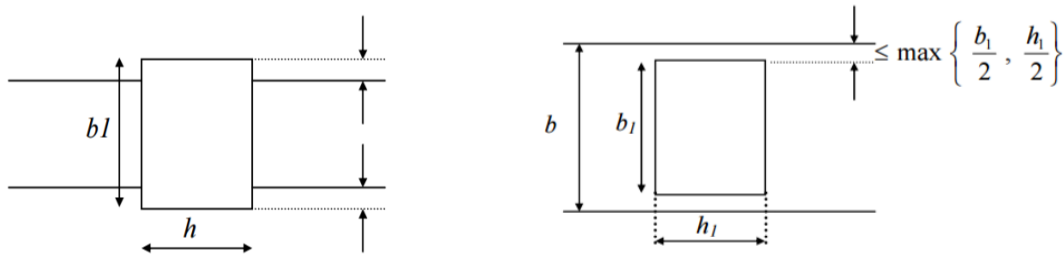


Figure-II-2- Les poutres

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5 h + b_1$

Où : **b** est la largeur de la poutre, **h** est la hauteur de la poutre.

Et d'après les conditions de flèche on doit vérifier les formules suivantes :

$$\frac{L}{16} \leq a \leq \frac{L}{10} \quad * * * * * (1)$$

$$\frac{L}{18} \leq a \leq \frac{L}{15} \quad * * * * * (2)$$

$$\frac{L}{16} \leq a \leq \frac{L}{12} \quad * * * * * (3)$$

- (1) Pour les poutres sur appuis simples.

- (2) Pour les poutres continues (travée intermédiaire).

- (3) Pour les poutres continues (travée de rives).

• **Calcul de largeur b** : (conception et calcul des structures de bâtiment)

$$0,3h \leq b \leq 0,6h$$

II-2-2-1- Les poutres principales :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 746\text{cm} \Leftrightarrow 746/16 \leq h \leq 746/10 \approx 46.63 \leq h \leq 74.6$$

On prend: **h= 50cm**

$$0.3 \times (50) \leq b \leq 0.6 \times (50) \Leftrightarrow 15 \leq b \leq 30$$

On prend : **b= 30 cm**

_ **Vérification : (RPA99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm (Cond Vérifiée)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm (Cond Vérifiée)}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \text{ (Cond Vérifiée)}$$

II-2-2-2- Les Poutres secondaires :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 546\text{cm} \Leftrightarrow 546/16 \leq h \leq 546/10 \approx 34.13 \leq h \leq 54.6$$

On prend: **h=40 cm**

$$0.3 \times (40) \leq b \leq 0.6 \times (40) \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On prend : **b= 30 cm**

_ **Vérification : (PRA99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm (Cond Vérifiée)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm (Cond Vérifiée)}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \text{ (Cond Vérifiée)}$$

II-2-3- Les poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (art, 7.4.1, P47, RPA 99 « version 2003 »).

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} = 16$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4$
-

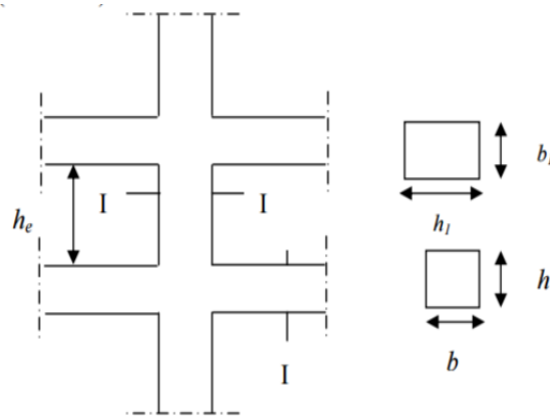


Figure II-3-Les Poteaux

On prend pour comme un pré dimensionnement une section carrée de :

- $30 \times 30 \text{cm}^2$ pour les poteaux des étages ((R.D.C), 1^{er} étage).

_ Vérification : (RPA 99)

_ Pour : $(30 \times 30) \text{cm}^2$ ((R.D.C))

$\text{min} (30, 30) \geq 25 \text{cm}^2$ (condition vérifiée)

$\text{min} (30, 30) \geq \frac{340}{20} = 17 \text{cm}$ (condition vérifiée)

$1/4 < 30/30 = 1 < 4$ (condition vérifiée)

_ Pour : $(30 \times 30) \text{cm}^2$

$\min(30, 30) : 25\text{cm}$ (condition vérifiée)

$\min(30, 30) \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$ (condition vérifiée)

$1/4 < 30/30 = 1 < 4$ (condition vérifiée)

II-2-4 – Les voiles :

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur.
- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.
- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

• Rôle des voiles et des murs :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

• Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être de terminée est fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante:

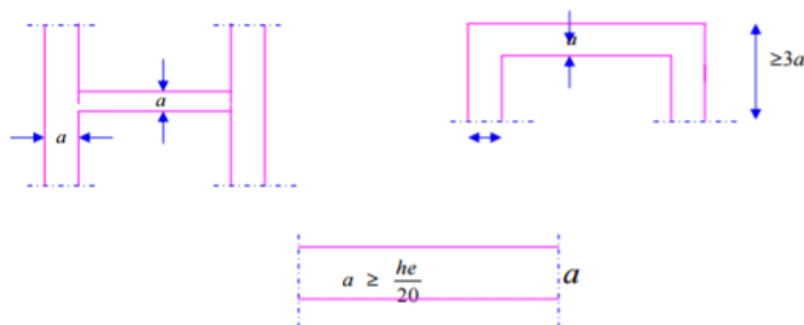


Figure II-4- Les voiles

S'agissant de notre projet on a pour $a \geq \frac{h_e}{20}$

	RDC	Etage courant
h_e (cm)	340	306
a (cm)	17	15.3

Tableau II-3- Les voiles

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: $a = 20$ cm.

II-2-5- les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h ;

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $12 \text{ cm} \leq h \leq 15 \text{ cm}$

Alors on prend $h = 15$ cm,

* Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel:

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

En pratique on prend $g+2h=64$ cm.

* Etude des escaliers:

- Pour les étages courants :

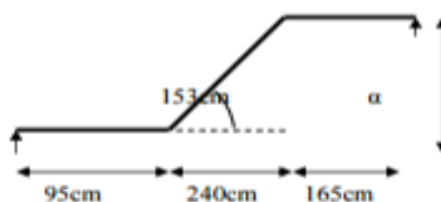


Figure II-5- les escaliers

- Hauteur d'étage : $h_e = 335$ cm

- Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 120$ cm

- Choix de la hauteur marches : $h = 15\text{cm}$

- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = 8 \text{ marches.}$$

- Détermination du giron : $g = 34 \text{ cm}$

$$L = g(n - 1) = 34(8-1)$$

$$L = 238\text{cm}$$

- Inclinaison: $\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{120}{238} \Rightarrow \alpha = 26.76^\circ$

- Paillasse : $L_p = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{120}{\sin\alpha} \Rightarrow L_p = 266.52\text{cm}$ (L_p =longueur de la paillasse)

_ Epaisseur de la dalle d'escalier :

*** Condition de flèche :**

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \Rightarrow 266.52/30 \leq e_p \leq 266.52/20$$

$$8.88 \leq e_p \leq 13.33$$

Donc on prend: $e_p = 14 \text{ cm}$

• Pour RDC :

-Hauteur d étage $h_e=335\text{cm}$;

-Le nombre des marches de **RDC** est :

$$n = \frac{h_e}{h} = \frac{335}{15} = 22 \text{ marches (14+8)}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

II-3- Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le

D.T.R.B.C.22

II.3.1 – Plancher terrasse :(non accessible)

1-	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100$ Kg/m ²
2-	Etanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12$ Kg/m ²
3-	Forme de pente 1 % (8cm)	$0,08 \times 2000 = 160$ Kg/m ²

4-	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5-	Plancher à Corps-creux (16+4 cm)	320 Kg/m^2
6-	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1300 = 26 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma=634 \text{ kg/m}^2$

Tableau II-4- Plancher terrasse

$G = 634 \text{ Kg/m}^2$

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

II-3-2- Plancher étage courant : (Habitation)

1-	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2-	Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3-	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
4-	Plancher à Corps-creux (16 + 4) cm	320 Kg/m^2
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1300 = 26 \text{ Kg/m}^2$
6-	Cloisons légères (10 cm)	75 Kg/m^2
		$\Sigma=541 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-5- Planter d'étage courant

$G = 541 \text{ Kg/m}^2$

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

II-3-3 - Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Enduit extérieur (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses (10 cm)	$0,10 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses (10 cm)	$0,10 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-6 Murs extérieurs

Avec 30 % d'ouverture : $339,5 \times 0,7 = 237,65 \text{ Kg/m}^2$

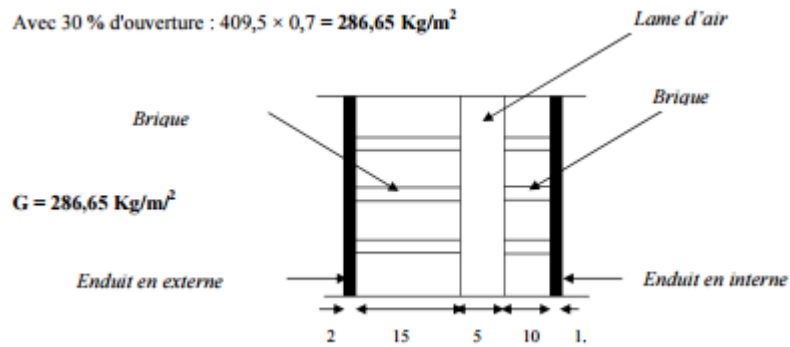


Figure II-6- Mur extérieur

$G = 237,65 \text{ Kg/m}^2$

b. Murs intérieurs :

Enduit extérieur (1,5cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$
Brique creuses (10cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-7-Murs intérieurs

II-3-5- L'Acrotère :

• Section transversale :

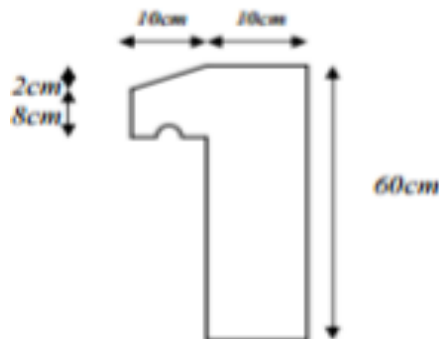


Figure II-7- Acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} \Rightarrow S = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre = $0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$.

Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 2000 [0.6+0.2+0.08+0.1+0.5]$

=**59,2Kg/ml**

G=172, 5+59, 2=231, 7

G=231, 7 Kg/m²

II-3-6- Les Escaliers:

a. Paillasse:

Poids propre (12cm)	$2500 \times \frac{0.12}{\cos 26.76} = 267.87 \text{ kg/m}^2$
Poids de la marche	$0,15 \times 2500/2 = 187.5 \text{ Kg/m}^2$
Carrelage (2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Revêtement	$2000 \times \frac{0.015}{\cos 26.76} = 33.60 \text{ kg/m}^2$
Carde Corps métallique	10 Kg/m ²
	$\Sigma = 582.97 \text{ kg/m}^2$

Tableau II-8- Paillasse

G=582.97 Kg/m²

Q=250 Kg/m

b. Palier :

Poids propre (12cm)	$0, 12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$
Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Revêtement (2 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
Carde corps métallique	10Kg/m ²
	$\Sigma = 424 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-9- Palier

$G=424\text{Kg/m}^2$

$Q=250\text{Kg/m}^2$

_ Tableau récapitulatif :

Elément		Charge permanente G "Kg/m ² "	Surcharge d'exploitation Q "Kg/m ² "
Plancher terrasse		634.00	100
Plancher étage courant		541.00	150
Mur extérieur		237.65	-
Mur intérieur		179.00	-
Acrotère		217.50	100
Escalier	Paillasse	582.97	250
	Palier	424.00	250

Tableau II-10- Tableau récapitulatif

II-4 – Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

II-4-1- La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul : Sous terrasse Q_0 .

- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.

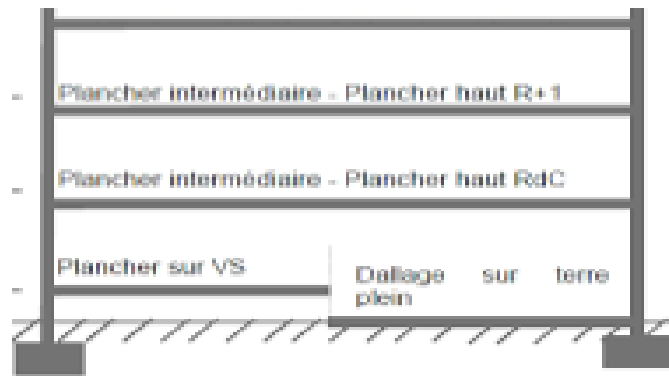


Figure II-9- La dégression des charges

_ Poteau d'angle :

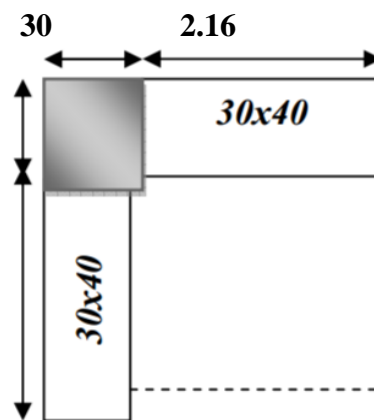


Figure II- 10 Poteaux d'angle

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	14.85	
	Poutre p+s	1.68	-
	Acrotère	1.02	-
	Surcharge	-	0.89
TOTAL		20.63	0.89
1-1	Plancher courant	53.6	-

	Poutre principale	0.52	-
	Poteau	0.27	-
	Mur ext	0.77	-
	Surcharge	-	1.78
	Revenant 0-0	20.63	0.89
TOTAL		75.79	2.67

Tableau II-11- Descente des charges -Poteau d'angle-

_ Poteau de rive :

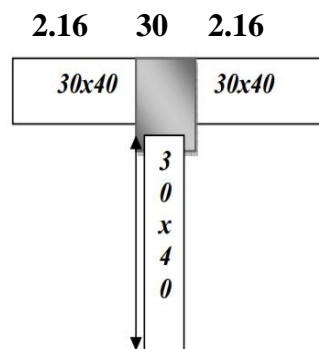


Figure II-11- Poteau de rive

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	29.7	-
	Poutre p+s	2.33	-
	Acrotère	2.05	-
	Surcharge	-	1.78
TOTAL		34.08	1.78
1-1	Plancher courant	41.47	-
	Poutre principale	0.83	-

	Poteau	1.34	-
	Mur ext	1.52	-
	Surcharge	-	3.56
	Revenant 0-0	34.08	1.78
TOTAL		79.24	5.34

Tableau II-12- Descente des charges - Poteau de rive-

_ Poteau intermédiaire :

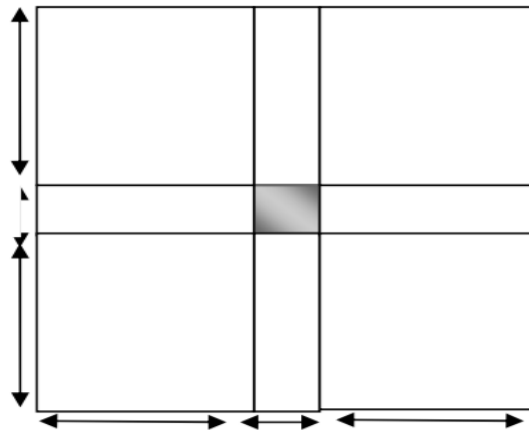


Figure II-12- Poteau intermédiaire

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	59.4	-
	Poutre p+s	3.36	-
	Surcharge	-	3.56
TOTAL		62.76	
1-1	Plancher courant	85.28	-
	Poutre principale	1.03	-
	Poteau	1.07	-
	Mur inf	0.48	-

	Surcharge	-	8.91
	Revenant 0-0	62.76	3.56
TOTAL		150.62	12.47

Tableau II-13- Descente des charges - Poteau Intermédiaire-

II.4.2 Vérification de la section de poteau :

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

(C.B.A.93.B.8.4.1page156).

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (enmm²).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_c : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$\gamma_s = 1$; $\gamma_b = 1.15$; $K=1.1$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau).
- On peut prendre $A / Br = 1\%$, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions carrés de coté « a ».
- $L_f = 0.7L_0$ _ $\alpha = 0.708$.

Donc on à: $Br \geq Bc = \frac{k N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]}$, $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.71}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.71 \times \sqrt{12}}{a}$

$Br = (a-2cm)^2$.

Niv.	G (kn)	Q (kn)	$N_u=1.35G$ $+1.5Q$	$L_0(m)$	$L_f(m)$	λ	A	B_r (cm ²)	(a-2)	A (cm)
0-0	117.47	6.23	167.93	3.06	2.14	18.55	0.8	134.09	11.58	40
1-1	188.18	15.14	276.75	3.06	2.14	18.55	0.8	271.99	16.49	40

Tableau II-14- Vérification de la section de poteau

Chapitre III:Calcul des éléments Secondaire**III- Calcul des éléments secondaires****III-1- L'acrotère :**

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$F = \max (F_p, F_q)$ avec : $F_p = 4AC_p W_p$ (RPA 99 version 2003 page 43).

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

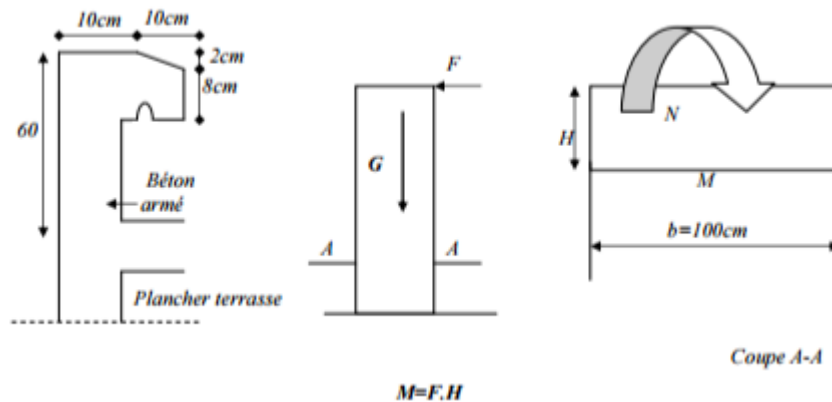


Figure III-1 L'acrotère

III-1-1- Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 231,7 \text{ Kg/ml}$
 - La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.
- $F_q = 100 \text{ kg/ml}$: poussée de la main courante.
 $F_p = 4AC_p W_p$: la force sismique.

Groupe usage **2**, zone **II**.

_ $A=0.15$, $C_p=0.8$ (RPA 99 page 43, élément en console)

_ $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 231,7 = 111,21 \text{ kg /ml}$

$Q = \max (100 ; 111,21)$ _ $Q = 111,21 \text{ kg /ml}$

- Moments est efforts normaux :

_ Calcul a ELU : $N_U = 1.35 \times W_p$

$M_u = 1.5 \times F_p \times h$

_ Calcul a ELS : $N_{ser} = W_p$

$M_{ser} = F_p \times h$

	N_{u,s}(KG)	M_{u,s}(KG.M)
ELU	312.79	100.08
ELS	231.7	66.72

Tableau III-1- Calcul des sollicitations

III-1-2- Ferrailages :

• Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{100.8}{312.79} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{66.72}{231.7} = 0.28 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 = h/6 = 0.017 \text{ m}$

$(e_u, e_{ser}) > e_0 \Rightarrow$ recentre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

-Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener a un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

M_{au} = N_u x e_a avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.36 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{Nu}{100\sigma_s} \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$M_{ua} = Nu \times e_a = 312,79 \times 0,36 = 112,60 \text{ kg.m}$$

Moment réduit fictif :

$$f_{c28} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,17$$

$$\mu_{bu} = \frac{1094,8}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{100,8}{66,72} = 1,5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3335$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu}$ (Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 0,0123$$

$$A_{ul} = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_{ul} = \frac{0,8 \times 0,0123 \times 100 \times 9 \times 14,17}{400 / 1,15} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{ul} - \frac{Nu}{100\sigma_s}$$

$$A_u = 0,35 - \frac{312,79}{100 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{d b f_{tj}}{f_e} = 1,09 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Alors on prend: $A = A_{min}$ Soit **4HA8 = 2,01 cm²**

• **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_{rep} = \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

• **L'espacement :** $S_t = \min (3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (3 \times 10 ; 33\text{cm})$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

• **Vérification a l'E.L.S :**

_ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow y = \mathbf{2,05 \text{ cm.}}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport a l'axe neutre s'écrit :

$$I_{AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A (d - y^2)] = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0,784 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{ok}$$

_ Etat limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 39,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\text{ok}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau\mu = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 1,5 F_p = 166,8 \text{ kg/ml}$$

$$\tau\mu = \frac{166,8}{100 \times 90} = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}\mu = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\text{Ok}$$

III-1-3- Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

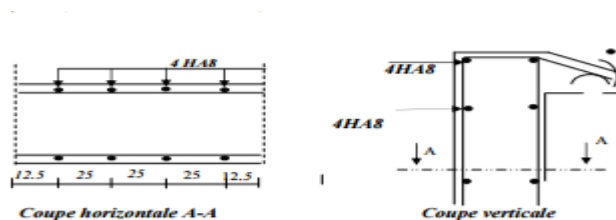


Figure III-2- Dessin de ferrailage

III-2- Les planchers :

III-2-1- Les méthodes utilisées:**III-2-1-1-Méthode forfaitaire:****III-2-1-1-1- Domaine d'application:**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $< 5000N /m^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- _ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- _ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- _ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton arme ni celle de ses revêtements.

Dans le cas ou l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers a charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais »

c'est-a-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges ;

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitations a la somme des charges permanentes et des

charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

III-2-1-2- Méthode de Caquot :**III-2-1-2-1- Domaine d'application :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-a-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5Kn/m^2$. Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode

Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portées supérieure a 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste a prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des moments sur appui.

III-2-1-2-2- Principe de la méthode:

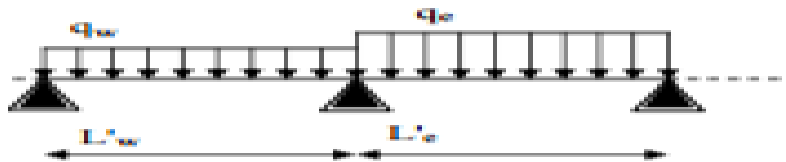
La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

_ De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.

_ De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant Que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

a) Moments sur appuis



On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calcule ici en valeur absolue)

$$M_a = \frac{P_w l'^3_w + P_e l'^3_e}{8.5 (l'^3 + l'_e)}$$

Ma: du aux charges réparties sur les deux travées ;

Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique.

Tableau III-2 Evaluation des charges-plancher

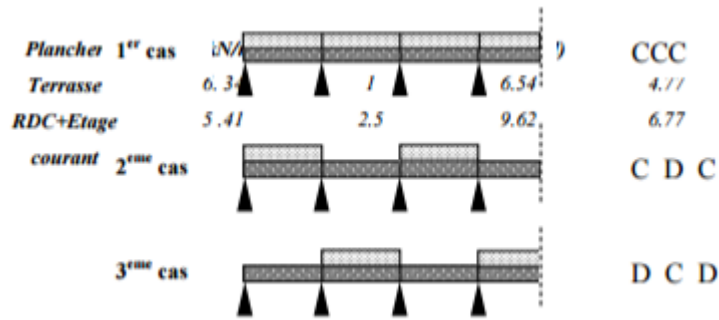


Figure III-4 Méthode de Caquot

b) Moment de flexion maximal en travée

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x^c

L'abscisse a de l'appui gauche (w):
$$X_{MT} = \frac{1}{2} - \frac{Mw - Me}{Pl}$$

Le moment maximal en travée:
$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + Mx \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

c) Efforts tranchants :

Soit:

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit

Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivant:

$$V_w = \frac{Mw - Me}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

III-2-2- Calcul des sollicitations :

Calcul des sollicitations :

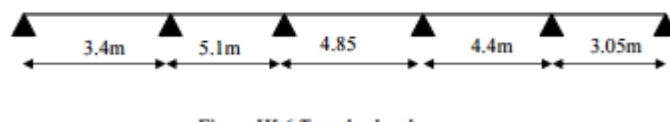


Figure III-5 Type de plancher

III-2-2-1- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- _ $Q \leq \max \{ 2G , 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$; $Q \leq \max \{ 13.18 \text{ KN} / \text{m}^2, 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$ Vérifie;
- _ Les moments d'inertie constanteVérifie ;
- _ $0,8 < \frac{3,40}{5,1} = 0,66 < 1,25$ Non vérifie ;
- _ Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable.....Vérifie;

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT minorée qui consiste a prendre $g'=2g/3$ pour le calcul des moments sur appui.

III-2-2-2- Les sollicitations :

III-2-2-2-1- Evaluation des charges :

$q_u = 0.65 (1,35G + 1,5Q)$

$q_s = 0.65 (G + Q)$

III-2-2-2-2- ELU :

♦ Plancher terrasse :

Portée L	3,4	5,1	4,85	4,4	3,05	
Portée L'	3,4	4,08	3,88	3,52	3,05	
G (KN/m²)	6,34	6,34	6,34	6,34	6,34	
Q (KN/m²)	1	1	1	1	1	
(1.35G+1.5Q) 0.65	6,54	6,54	6,54	6,54	6,54	
(1.35G) 0.65	5,56	5,56	5,56	5,56	5,56	
M_a CCCCC	0	-11,03	-12,21	-10,61	-8,43	0
M_{isostatiques} chargée	9,45	21,26	19,23	15,83	7,60	
M_{isos} déchargée	8,03	18,08	16,35	13,45	8,51	
X_{M t max}	1,20	2,51	2,47	2,28	1,95	
M_{t max}	4,74	9,65	7,83	6,33	3,97	

V_w	-7,79	-16,45	-16,19	-14,88	-12,74
V_e	14,45	16,90	15,53	13,90	7,21

Tableau III-3 Plancher terrasse cas de l'ELU

♦ Plancher RDC + Plancher courant

Portée L	3,4	5,1	4,85	4,4	3,05	
Portée L'	3,4	4,08	3,88	3,52	3,05	
G (KN/m ²)	5,41	5,41	5,41	5,41	5,41	
Q (KN/m ²)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
(1.35G+1.5Q) 0.65	7,18	7,18	7,18	7,18	7,18	
(1.35G) 0.65	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	
M _a CCCCC	0	-12,11	-13,40	-11,65	-9,25	0
M _{isostatique} chargée	10,37	23,34	21,11	17,38	8,35	
M _{isos} déchargée	6,86	15,44	13,97	11,49	5,52	
X _{M_t max}	1,20	2,51	2,47	2,28	1,95	
M _{t max}	5,20	10,59	8,59	6,95	4,36	
V _w	-8,64	-18,06	-17,59	-16,34	-13,98	
V _e	15,77	18,56	17,23	15,52	7,919	

Tableau III-4 Plancher RDC+ Plancher courant cas de l'ELU

III-2-2-2-3- ELS :

♦ Plancher terrasse

Portée L	3,4	5,1	4,85	4,4	3,05
Portée L'	3,4	4,8	3,88	3,52	3,05
G (KN/m ²)	6,34	6,34	6,34	6,34	6,34
Q (KN/m ²)	1	1	1	1	
(G+Q) 0.65	4,77	4,77	4,77	4,77	4,77

(G) 0.65	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	
Ma CCCCC	0	-8,04	-8,91	-7,73	-6,14	0
M isostatique chargée	6,89	15,51	14,02	11,54	5,55	
M isos déchargée	5,59	13,39	12,11	9,97	4,79	
X _{M t max}	1,20	2,51	2,47	2,28	1,95	
M _{t max}	3,45	7,04	5,71	4,62	2,90	
V _w	-5,74	-11,99	-11,81	-10,85	-9,28	
V _e	10,48	12,33	11,32	10,13	5,27	

Tableau III-5 Plancher terrasse cas de l'ELS

◆ Plancher RDC + Plancher courant

Portée L	3,4	5,1	4,85	4,4	3,05	
Portée L'	3,4	4,08	3,88	3,52	3,05	
G (KN/m ²)	5,41	5,41	5,41	5,41	5,41	
Q (KN/m ²)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
(G+Q) 0.65	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	
(G) 0.65	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52	
Ma CCCCC	0	-8,67	-9,60	-8,30	-6,63	0
M isostatique chargée	7,43	16,71	15,11	12,44	5,98	
M isos déchargée	5,09	11,44	10,35	8,52	4,09	

X _{M t max}	1,20	2,51	2,47	2,28	1,95
M _{t max}	3,72	7,58	6,17	4,99	3,12
V _w	-6,19	-12,92	-12,73	-11,68	-6,82

V _e	11,29	13,29	12,20	10,94	8,86
----------------	-------	-------	-------	-------	------

Tableau III-6 Plancher RDC+ Plancher courant cas de l'ELS

_ Les sollicitations maximum :

ELU								
Terrasse			Courant			RDC		
M _T	M _a	V	M _T	M _a	V	M _T	M _a	V
9,65	12,21	16,9	10,59	13,40	18,56	10,59	13,40	18,56

ELS								
Terrasse			Courant			RDC		
M _T	M _a	V	M _T	M _a	V	M _T	M _a	V
7,4	8,91	12,33	7,58	9,6	13,29	7,58	9,6	13,29

Tableau III-7 Les sollicitations maximum

III-2-3- Ferrailages des nervures :

III-2-3-1- Ferrailage longitudinale :

_ Plancher terrasse:

_ Sur appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,225)^2 \times 14,17} = 0,1702$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12,21}{8,91} = 1,370$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma \theta + 49 f_{c28} / \theta - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,2877$$

$$\mu_{bu} = 0,1702 < \mu_{lu} = 0,2877 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprime}) \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,2348$$

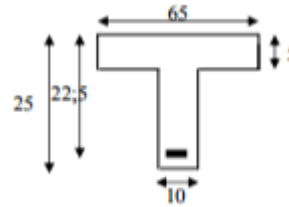
$$A_u = \frac{0,8 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,2348 \times 10 \times 22,5 \times 14,17}{400 / 1,15} \Rightarrow A_u = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F : } A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,72 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : A 1HA12 1HA10 1.92cm²

_ Sur travée :



$$M_{tu} = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_{tu} = 65 \times 5 (22,5 - 2,5) \times 14,17 = 92,105 \text{ KN.m}$$

Figure III-6-les nervures

$$\Rightarrow M_{tu} = 92,105 \geq M_t = 9,65 \text{ KN.m}$$

Donc on applique l'organigramme de calcul pour une section rectangulaire. $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{9,65 \times 10^3}{65 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,0207$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,65}{7,4} = 1,30$$

$$\mu_{lu} = 0,299 \geq \mu_{bu} = 0,0349 \Rightarrow \text{Donc } A_u' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0261$$

$$A_u = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F : } A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,76 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : A = 2HA12 = 2.26cm²

III-2-3-2-Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right\}; \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{10}{10}, 1,2 \right\} \Phi_T = 6 \text{ mm}$$

Espacement des cours de cadres [B.A.E.L 91 A.5.2] :

$$S_t \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min \{20,25 ; 40\}$$

Donc : $S_t \leq 20,25 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-2-3-3-Vérification a l'ELS :

- La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire a l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite a celle concernant l'état limite de compression du béton.

$$\text{Vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,65}{7,4} = 1,30 ; (\text{En travée})$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,21}{8,91} = 1,37 ; (\text{En appuis})$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 > \alpha_{\text{travée}} \text{ et } \alpha_{\text{appuis}},$$

Donc pas de vérification des contraintes a l'ELS.

III-2-3-4- Vérification de flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{746} = 0,026 < 0,062 \text{ Non vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 22,5} = 0,01 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ Non vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 18} = 0,0125 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ Non vérifier}$$

- **Calcul de la flèche :** Fleche admissible : $f_{admi} = \frac{l}{500}$ (mm).

Fleche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm). Fleche totale : Δf_{tm} (mm).
la flèche est vérifier

_ Fleche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm).

_ Fleche due aux charges totales : $g_p f$ (mm).

_ Fleche totale : Δf_{tm} (mm).

Calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :

Calcul les flèches: $\Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$

Position de l'axe neutre :

$$By^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \implies y = 4.35 \text{ cm}$$

L'axe neutre dans la table ($Y < h_0$) ; Section rectangulaire de largeur ($b=65$)

-l'inertie de la section :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15[A (d - y)^2]$$

$$I_{AN} = 11262 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{\sum x_i \Omega_i}{\sum \Omega_i} = \frac{(b \times h)h/2 + 15Ad}{bh + 15A} = \frac{(65 \times 25)12,5 + 15 \times 2,26 \times 22,5}{65 + 25 + 15 + 2,26} \Rightarrow V_1 = 12,70 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,7 = 12,3 \text{ cm}$$

-l'inertie de la section totale homogène:

$$\frac{I_0}{G} = \frac{bV^3_1}{3} + \frac{bV^3_2}{3} + 15A (d - V_1)^2 = 87965,69 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}^2 8}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = 0,01 \dots\dots$$

$$\lambda_v = 1,706$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \text{ ft}^2 8}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 4,26$$

Calcul des contraintes fictives :

$$g: \text{ poids propre} = 6.34 \times 0.65 = 4.12 \text{ KN/m}^2$$

P: Poids total:

$$p = g + q = 4.12 + 1 = 5.12 \text{ KN/m}^2$$

$$j : 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{4,12 \times 5,46^2}{8} = 15,35 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{5,12 \times 5,46^2}{8} = 19,07 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{0,65 \times 5,46^2}{8} = 2,42 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s(g) = 15 \frac{M_g (d-y)}{I_{an}} = 15 \frac{15,35 \times 10^3 (22,5 - 4,35)}{11262} = 371,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(p) = 15 \frac{M_p (d-y)}{I_{an}} = 15 \frac{19,07 \times 10^3 (22,5 - 4,35)}{11262} = 461 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(j) = 15 \frac{M_j (d-y)}{I_{an}} = 15 \frac{2,42 \times 10^3 (22,5 - 4,35)}{11262} = 58,50 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{\mu \rho \sigma_s + \text{ft}28}$$

$$\mu_g = 0,754$$

$$\mu_p = 0,206$$

$$\mu_j = 0,798$$

Calcul des moments fictifs :

$$I_{ft} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu} ; I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \Rightarrow I_0 = 88025,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{ij}(g) = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 88025,42}{1 + 4,26 \times 0,754} = 22988,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu g} = \frac{1,1 \times 88025,42}{1 + 1,706 \times 0,754} = 42350,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}(j) = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu j} = \frac{1,1 \times 88025,42}{1 + 4,26 \times 0,206} = 51571,17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}(p) = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu p} = \frac{1,1 \times 88025,42}{1 + 4,26 \times 0,798} = 22008,96 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{Mg l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{15,35 \times (5,46)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 42350,94} = 0,1 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mg l^2}{10 E_i I_{fv}} = \frac{15,35 \times (5,46)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 22988,38} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{fv}} = \frac{19,07 \times (5,46)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 22008,96} = 0,80 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fv}} = \frac{2,42 \times (5,46)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 51571,17} = 0,043 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,23 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{546}{500} = 1,09 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

III-2-3-5- Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_d}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{ok}$$

De la même manière on trouve les armatures des autres planches, à l'aide de logiciel de calcul de planche SOCOTEC on obtient les résultats suivants :

_ Travée :

Type	Mmax (KN.m)	A t (cm2)	Amin (cm2)	A tr (cm2)	A td (cm2)	Øt (mm)	St (cm)
E.H	9,16	1,18	1,76	2,26	2HA12	6	15
E.C	0,59	1,37	1,76	2,26	2HA12	6	15

_ Appui :

Type	Mmax (KN.m)	A t (cm2)	Amin (cm2)	A tr (cm2)	A td (cm2)	Øt (mm)	St (cm)
E.H	11,59	1,63	0,27	1,92	1HA10+1HA12	6	15
E.C	13,4	1,92	0,27	1,92	1HA10+1HA12	6	15

Tableau III-8-Vérification au cisaillement

III2-3-6 Schéma de Ferrailage :

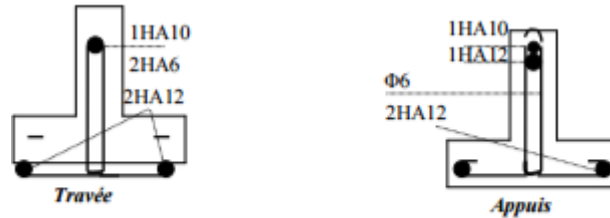


Figure III-8-Ferrailage des nervures

Figure III-7-Ferrailage des nervures

III-3- Les escaliers :

III-3-1- 1ere type :

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

_ Evaluations des charges :

($\alpha=32.52^\circ$)

	G (kn)	Q (kn)	qu= (1.35G+1.5Q) cosa	qs= (G+Q) cosa
Paillasse	6,97	2,5	11,09	7,98

	G (kn)	Q (kn)	qu= (1.35G+1.5Q) cosa	qs= (G+Q) cosa
Paillasse	4,24	2,5	9,47	6,74

Tableau III-9- Evaluations des charges-escaliers-

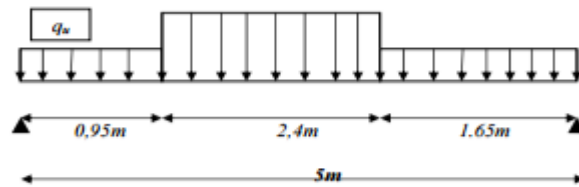


Figure III-8- Evaluations des charges

Moment de calcul :

Par les formules de la R.D.M :

Moment sur appui : $M_a = 0.5M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

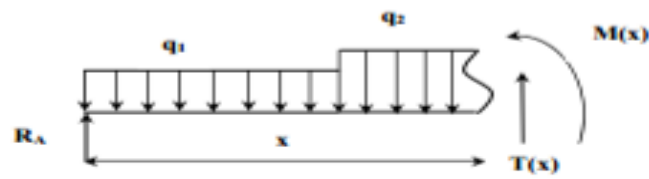


Figure III-10- Moment de calcul

Figure III-9- Moment de calcul

ELU

Calcul des réactions :

$$R_{qu1} = 9,47 \times 0,95 = 8,99 \text{ kN.}$$

$$R_{qu2} = 11,09 \times 2,4 = 26,61 \text{ kN.}$$

$$R_{qu3} = 9,47 \times 1,65 = 15,62 \text{ kN.}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 51,23 \text{ kN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow - R_B \times 5 + R_{qu1} \times 0,475 + R_{qu2} \times 2,15 + R_{qu3} \times 4,175 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 25,34 \text{ KN.}$$

$$R_A = 25,88 \text{ KN.}$$

Moments fléchissons $M(x)$ et efforts tranchant $V(x)$:

Pour : $0 \leq x \leq 0,95$

$$V(x) = R_A - q_1 x \Rightarrow V(0) = 25,88 \text{ KN, } V(0,95) = 16,88 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_{Ax} - q_{u1} \frac{x}{2} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}, M(0,95) = 20,08 \text{ KN.m}$$

Pour : $0,95 \leq x \leq 3,35$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 0,95) \Rightarrow V(0,95) = 16,88 \text{ KN}, V(3,35) = -9,73 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_{Ax} - R_{qu1}(x - 0,475) - q_{u2} \frac{(x - 0,95)^2}{2} \Rightarrow M(0,95) = 20,08 \text{ KN.m}, M(3,35) = 28,89 \text{ KN.m}$$

Pour : $3,35 \leq x \leq 5$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - R_{qu2} - q_{u3}(x - 3,35)$$

$$\Rightarrow V(3,35) = -9,73 \text{ KN}, V(5) = -25,35 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_{Ax} - R_{qu1}(x - 0,475) - R_{qu2}(x - 2,05) - q_{u3} \frac{(x - 3,35)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(3,35) = 28,89 \text{ KN.m}, M(5) = 0 \text{ KN.m}$$

Calcul M_{\max} pour $0 \leq x \leq 5\text{m}$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 0,95)$$

$$\Rightarrow V(x) = 0 \text{ KN}, x = 2,47 \text{ m}$$

$$M(2,47) = 31,15 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 31,15 = 15,57 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 26,47 \text{ KNm}$$

$$V_U = 25,88 \text{ KN}$$

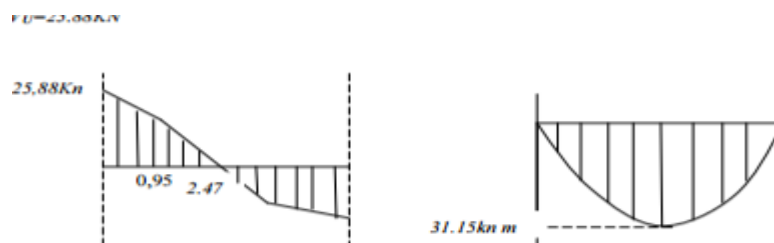


Figure III-11-Moment de calcul-2

Figure III-10-Moment de calcul-2

E.L.S :

$$R_A + R_B = 36,67$$

$R_B = 18,12 \text{ KN.}$

$R_A = 18,54 \text{ KN.}$

$M (2 , 47) = 22 ,36 \text{ KN .m}$

$M_a = 0.5M_0 = 0.5*22,36=11,18 \text{ KN m}$

$M_t = 0.85 M_0 = 19 \text{ KN.m}$

$V_{Smax} = 18,54 \text{ KN}$

III-3-2- 2eme type (RDC)

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

_ Evaluations des charges :

$(\alpha=31,94^\circ)$

	G (kn)	Q (kn)	qu= (1.35G+1.5Q) cosa	qs= (G+Q) cosa
Paillasse	6,97	2,5	11,16	8,03

	G (kn)	Q (kn)	qu= (1.35G+1.5Q) cosa	qs= (G+Q) cosa
Paillasse	4,24	2,5	9,47	6,74

Tableau III-10 Evaluations des charges

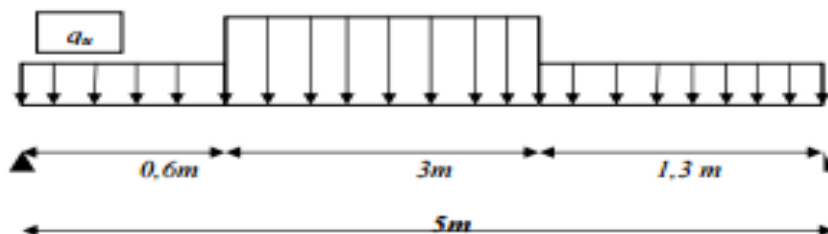


Figure III-12- Evaluations des charges

Figure III-11- Evaluations des charges

ELU

Calcul des réactions :

$$R_{qu1} = 5,68\text{KN}$$

$$R_{qu2} = 33,48\text{KN}.$$

$$R_{qu3} = 12,31\text{KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 25,37\text{KN}.$$

$$R_A = 26,09\text{KN}.$$

Calcul M_{max} pour $0 \leq x \leq 4,9\text{m}$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 0,6) \Rightarrow V(x) = 0 \text{ KN}, x = 2,43 \text{ m}$$

$$M(2,43) = 33,20 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 * 33,20 = 16,6\text{KNm}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 28,22\text{KNm}$$

$$V_U = 26,09\text{KN}$$

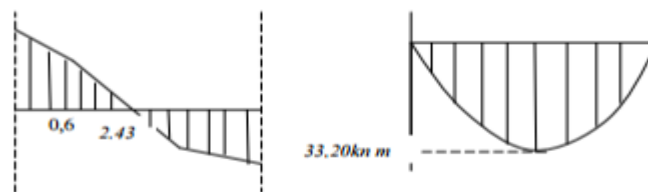


Figure III-13-Moment de calcul-3

Figure III-12-Moment de calcul-3

E.L.S :

$$R_A + R_B = 36,89$$

$$R_B = 18,16 \text{ KN}.$$

$$R_A = 18,72 \text{ KN}.$$

$$M(2,47) = 24,32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 * 24,32 = 12,16\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 20,67\text{KN.m}$$

$$V_{Smax} = 18,72\text{KN}$$

III-3-3-Ferraillage:**Type 1: Ferraillage a L'E.L.U****En travée :**

$$M_{\max} = 31,15 \text{KN.m,}$$

$$M_a = 15,57 \text{KN.m,}$$

$$M_t = 26,47 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{Bd^2 f_{bu}} = \frac{26,47}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} \cdot 10^3 = 0,1024$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31,15}{22,36} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow \mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1355$$

$$A_{ul} = \frac{0,85 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 6,33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} = 6,33 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA12= 6,79cm².St = 15 cm****Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{5HA10 = 3,94cm^2. St = 20 cm}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{Bd^2 f_{bu}} = 0,0603$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,57}{11,18} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0.2922 \mu_{lu} > \mu_{bu} \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0778$$

$$A_u = \frac{0.85 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F: } A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{6HA12} = \mathbf{6.79} \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

Armature de répartition:

$$A_v = \frac{A_u}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } \mathbf{5HA10} = \mathbf{3.94} \text{ cm}^2, \quad St = 20 \text{ cm}$$

Type 2 : Ferrailage a L'E.L.U

En travée :

$$M_{\max} = 33.2 \text{ KN.m,}$$

$$M_a = 16.6 \text{ KN.m,}$$

$$M_t = 28.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.1092$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1448$$

$$A_{ul} = \frac{0.85 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_e} = 6.76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} = 6,76 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA12 = 6,79 cm²** St = 15 cm

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{5HA10 = 3,94 \text{ cm}^2}$$
 St = 20 cm

En appuis:

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} = 3,63 \text{ cm}^2$$

Soit: **6HA12 = 6,79 cm²** St = 15 cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{6} = \frac{6,79}{6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA10 = 3,94 cm²** St = 20 cm

III-3-3-Vérification a L'E.L.S:

En travée :

$$M_s = 22,36 \text{ KN.m}, M_a = 11,58 \text{ KN.m}, M_t = 19 \text{ KN.m}$$

*** contrainte de compression du béton:**

$$\delta_{bc} = 8,30 \text{ Mpa} < \delta_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

*** Contrainte de traction de l'acier:**

Fissuration peu préjudiciable:

$$\sigma_s = 312,1 \text{ Mpa} < \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Les conditions vérifiées

A-en appui:

*** Contrainte de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} = 6,08 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

*** Contrainte de traction d'acier:**

$\sigma_s = 16.4 \text{ Mpa} < \sigma_{s} = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{OK}$

III-3-4- Schéma de ferrailage :

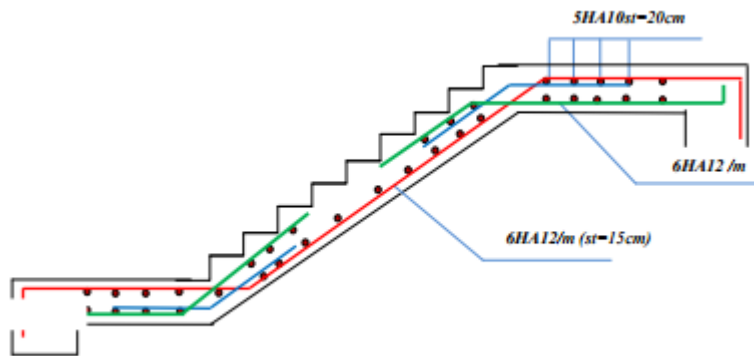
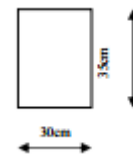


Figure III-13-ferrailage des escaliers

III-4-Etude de la poutre brisée :

III-4-1 Pré dimensionnement de poutre brisée :



$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$

* Le RPA99 préconisé ($h > 30\text{cm}; b > 20\text{cm}; h/b < 4$).

Nous prenons : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

III-4-2 Evaluations des charges:

Poids propre : $G = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN / ml}$

Charges d’exploitation : $Q = 2.5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ml}$

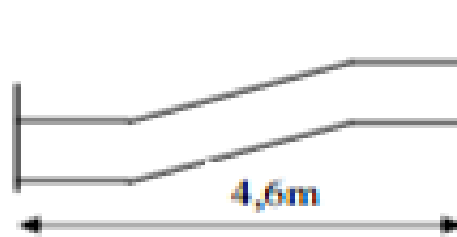


Figure III-14-poutre brisée

Réaction des escaliers :

$$R_{au} = 25.88 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{as} = 18.54 \text{ KN/ml.}$$

Pondérations des charges:

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35G + 1.5Q + R_u \Rightarrow q_u = 30.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_s = G + Q + R_s \Rightarrow q_s = 21.91 \text{ KN/ml}$$

III-4-2-1- Calcul des moments et l'effort tranchants:

	$M_0 = ql^2/8 (\text{KN.m})$	$T = qL/2 (\text{KN})$	$M_t = 0.85M_0$	$M_a = 0.5M$
ELU	67,34	64,13	57,23	33,62
ELS	48,31	46,01	41,06	24,15

Tableau III-11 moments et l'effort tranchants

III-4-2-3- Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considère comme peu préjudiciable.

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{ser} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{ado} (\text{cm}^2)$	Choix
Travée	3,63	6,63	1,81	6,03	3HA16
Appuis	3,63	6,33	1,81	3,39	3HA12

Tableau III-12 Ferrailages de poutre brisée

Ferrailage a la torsion :

$$e = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2 [(b - e) + (h - e)] = 2 [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{tor}} = M_a (\text{escalier}) = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{\mu \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{110 \times 15,57 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA12** = 3,39 cm².

III-4-2-4 Vérification a E.L.S :**Vérification des contraintes :**

_ Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

_ Contrainte admissible de acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

_ Contrainte tangentielle admissible

$$\bar{\tau} = \min \{0,133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$_ b \cdot y^2 - 30Ay - 30(d-A) = 0$$

$$y = 14,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15[A (d - y)^2] = 85997,36 \text{ cm}^4$$

Contrainte max du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1$$

Contrainte max de l'acier tendu

$$\sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1)$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	14,68	85997,36	8,25	141,73	-	OK
Appuis	11,22	55951,68	6,30	262,65	0,6	OK

Tableau III-13 Vérification à E.L.S

III-4-2-5-Vérification de la flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 > 0,062 \dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{6,03}{20 \times 31,5} = 0,0063 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0875 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085 \dots\dots \text{Vérifier}$$

III-4-2-6 Dispositions constrictives :

$$\phi_t \leq \phi_{tmax} = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{lmin} \right\}$$

$$\phi \leq \min \{ 10 \text{ mm}, 30\text{mm}, 12\text{mm} \}$$

Donc on adopte une section de : $\phi_t = 6\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d, 40\text{cm} \} = 28,35\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = 19\text{cm}$$

Donc On prend un espacement :

$$\mathbf{S_t = 20\text{cm.}}$$

Chapitre IV:
Présentation de L'ouvrage

IV-1 Caractéristiques :

- Longueur de l'ouvrage (long pan) :54m Le long pan est constitué De 9travées de 6m
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : 24m.
- Hauteur totale de l'ouvrage : 7.04m
- Hauteur des poteaux : 6m

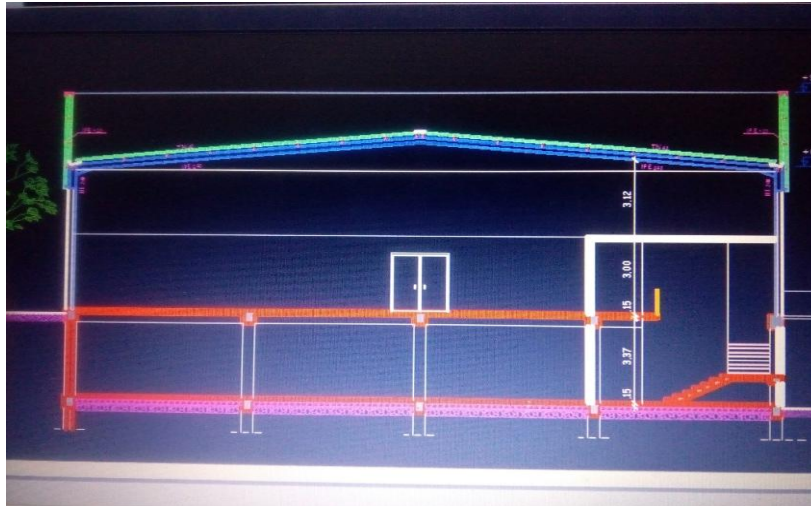


Figure IV-1 Coupe B-B

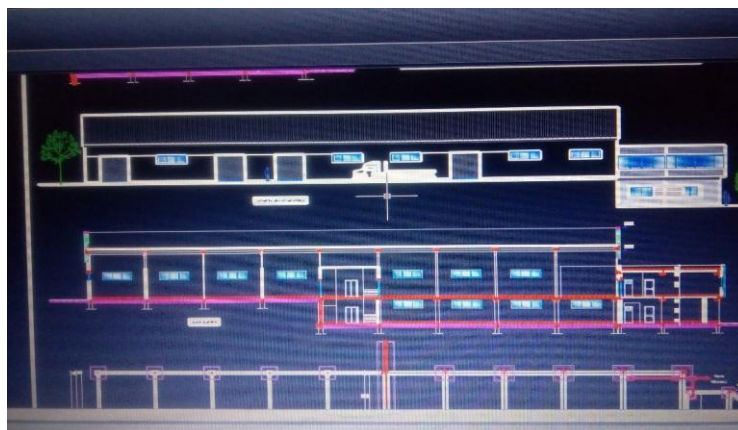


Figure IV-2 Coupe A-A et Façade principale

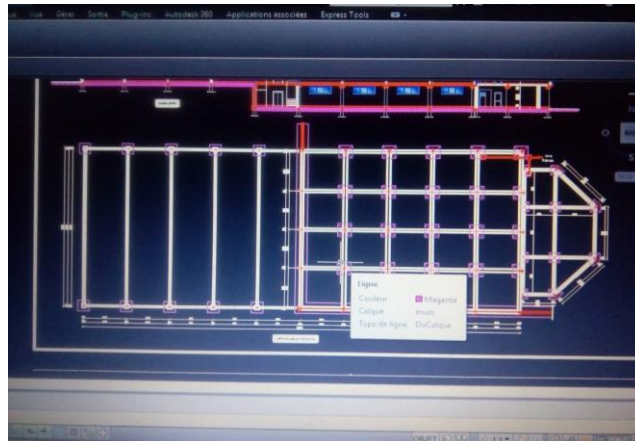


Figure IV-3 Plan des fondations



Figure IV-4 Façade latérale

Etude de sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 2bar$

Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 9 portiques à quatre travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

Toiture :

La toiture est en charpente métallique à multiple versants. Elle est constituée de bacs de Couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes en IPE, et de poutres au vent. Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- a. L'isolation et l'étanchéité
- b. Une bonne capacité portante
- c. Un gain de temps appréciable au montage.
- d. La rapidité d'exécution

Les façades et cloisons

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de Bardages, Les murs de la mezzanine sont réalisés avec de la maçonnerie.

IV-2 Matériaux utilisé

-Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%). Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

1-Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui Altèrent les propriétés des aciers.

-Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc.

Ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques Des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la Corrosion.....)

Propriété de l'acier :

Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Euro code 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235

.Ductilité

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

-Le rapport $f_u / f_y > 1,2$

-La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois déformation élastique $\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$

-A la rupture l'allongement relatif ultime ϵ doit être supérieur ou égal à 15%.

Propriétés mécaniques

- Masse volumique : 7850Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinal : E = 210000 Mpa
- Module d'élasticité transversal et $G=E/2(1+\nu)$
- Coefficient de Poisson : $\nu= 0,3$

Coefficient de dilatation thermique : $\alpha=12. 10^6/C^\circ$

Le béton

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450daN/cm² mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

Propriétés du béton :

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25\text{MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$.
- Le poids spécifique : 25 KN / m
- Coefficient de retrait : $\epsilon=4. 10^{-6}$

IV-3 Règlement utilisée :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont:

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44.
- Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règles neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47.
- Euro code 1 : partie 5 action induite par les ponts roulants ;
- Euro code 3 : Partie 6 ; chemins de roulements
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.

3-1 Les états limitent :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. En distingue état limite

3-1-1 État limite Ultime (E.L.U.)

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

3-1-2 État Limite de Service (E.L.S.)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction,

Ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux

- Les vibrations incommodes des occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu

3-2 Les Actions prises en compte :

Une action est une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

- Actions Permanentes (G) : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure
- Poussée des terres et liquides

- Actions variables (Q) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

- Charges d'exploitation
- Charges climatiques (neige S, vent W) ;
- Charges dues à l'effet de température (T)
- Charges appliquées en cours d'exécution.

- Actions Accidentelles

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée E
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc

Chapitre V : Etude Climatique

Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent Et ce dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure

V-1- Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un Vent perpendiculaire :

- Au long pan V1
- Au pignon V2

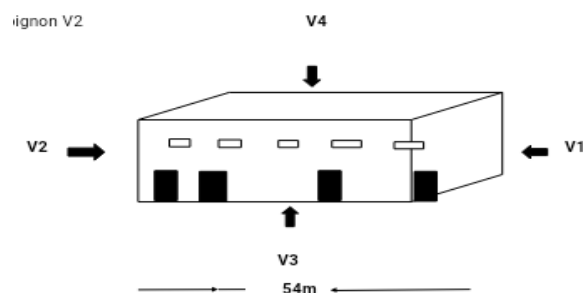


Figure V.1 Les directions principales du vent

1-1 Coefficients de calcul :**1-1-1 Effet de la région :**

Notre structure est située dans la zone III, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par

$$q_{ref} = 500 \text{ N/m}.$$

1-1-2 Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,190$
- Le paramètre de rugosité $z = 0,05\text{m}$
- La hauteur minimale $Z_{min} = 2\text{m}$. (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).
- $\epsilon = 0,52$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

1-1-3 Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (**Chapitre II RNVA2013**).

$$H=0 \text{ donc } \phi = \frac{H}{L} = 0 \quad C_{t=1}$$

1-1-4 Calcul de coefficient dynamique C_d :

le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure .

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée. (Chapitre III : coefficient dynamique dans (RNVA2013). $C_d = 1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

1-1-5 Calcul de la pression :

5.1. Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$: la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$: à la hauteur de référence (z_e): est donnée par

$$q_p(z_e) = q_{ref} * C_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013}$$

Tel que : $q_{ref} = 500 \text{ N/m}^2$

Ce (z_e): coefficient d'exposition au vent

1-1-6 Détermination du coefficient de la rugosité Cr:

Le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53.

$$C_r(z) = K_t \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{si} \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

Avec :

$$C_r(z) = K_t \ln \frac{z_{min}}{z_0} \quad \text{si} \quad z \leq z_{min}$$

• k_t : Facteur de terrain.

• z_0 : Paramètre de rugosité.

• z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée

Tel que: $Z_0 = 0.05m, z_{min} = 2m$

Z=9m dans la toiture.

Z=3m dans les parois verticales.

- Dans la toiture:

$$Z=9m \rightarrow z_{min}=2m \leq Z=9m \leq 200m$$

$$Cr(z=9m) = K_t \ln \frac{z}{z_0} = 0.190 \ln \frac{9}{0.05} = 0.986$$

$$Cr(z) = 0.986$$

- Dans la paroi verticale:

$$Z=3m \rightarrow z_{min}=2m \leq Z=3m \leq 200m$$

$$\text{Donc: } Cr(z=3m) = K_t \ln \frac{z}{z_0} = 0.215 \times \ln \frac{3}{0.05} = 0.777$$

$$\rightarrow Cr(z) = 0.777$$

1-1-7 Détermination du coefficient d'exposition

Ce (z_e) : le coefficient d'exposition au vent Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain de

La topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Ce(z) est donnée par:

Formule suivante: $Ce(z) = Ct^2(z) * Cr^2(z) + [1+7*Iv(z)]$.

Cr: coefficient de rugosité.

Ct: coefficient de topographie.

Iv(z) :l'intensité de la turbulence.

Z (en m) est la hauteur considérée.

1-1-8 Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé

Par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

$$\bullet I_v(z) = \frac{1}{C_{t(z) + \ln \frac{z}{z_0}}} \text{ pour } Z > z_{min}$$

$$\bullet I_v(z) = \frac{1}{C_{t(z) + \ln \frac{z_{min}}{z_0}}} \text{ pour } Z \leq z_{min}$$

Parois vertical = 3 > z_{min}=2

$$I_v(3) = \frac{1}{1 + \ln \frac{3}{0.05}} = 0.24 \quad I_v(3) = 0.24$$

Toiture: Z=9 > z_{min}=2.

$$I_v(9) = \frac{1}{1 + \ln \frac{9}{0.05}} = 0.192 \quad I_v(9) = 0.192$$

1-1-9 Donc on peut déterminer la pression d'exposition Ce(z) :

- paroi vertical:

$$C_e(3) = (0.777)^2 * 1^2 * [1 + 7 * 0.192] \rightarrow C_e(3) = 1.617$$

- toiture:

$$C_e(9) = (0.986)^2 * 1^2 * [1 + 7 * 0.192] \rightarrow C_e(9) = 2.27$$

On a: $q_p(z_e) = q_{ref} * C_{e(z_e)}$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	Z _e	C _r (z)	I _v (z)	C _e (z)	q _p (z)
Parois verticales	3	0.777	0.24	1.617	808.5
Toiture	9	0.986	0.192	2.27	1135

Tableau V-1 valeur de q_p(z) ; Ce

1-2 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression

Extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement.

(Chapitre 5:coefficient dépression page 80 RNVA2013).

- $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \leq 1m$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ $1m < S < 10m$
- $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \geq 10m^2$

Tel que : s: est la surface chargée de la paroi considérée en m².

1-2-1 Vent perpendiculaire au long pan V1 :

- **parois verticales:**

Pour cette direction du vent on a $b=24m$. Et on a : $d=54m$. $H= 9$

et $e = \min [b, 2h] = 18m \rightarrow e=18m$.

Donc on utilise la légende suivante :

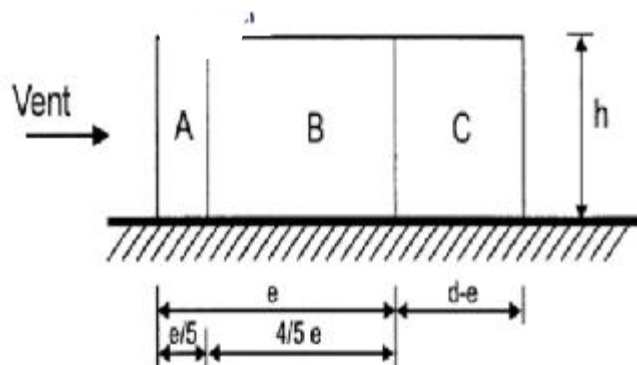


Figure V.2: légende relative aux murs verticaux

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau V-2 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois vertical

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m donc la formule correspond
 La figure suivante illustre la C_{pe} pour les parois verticales :

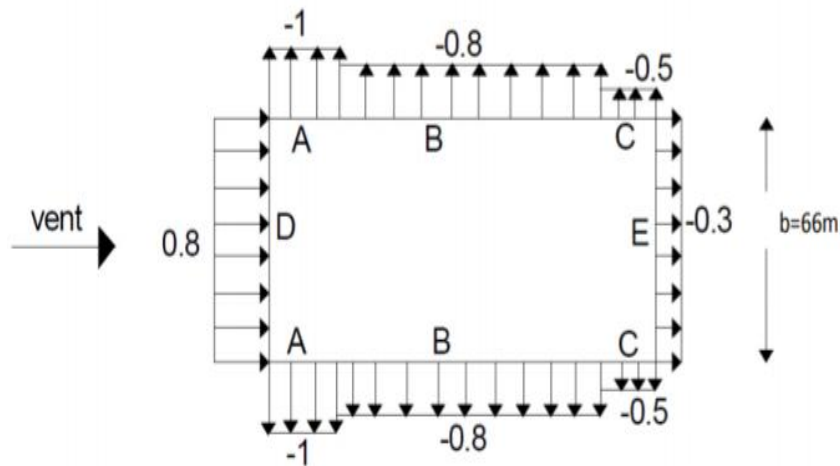


Figure V-3:légende pour les parois verticales

• **Toiture :**

$\alpha=5^\circ$; $b=24$; $d= 54$; $h=9$
 V1

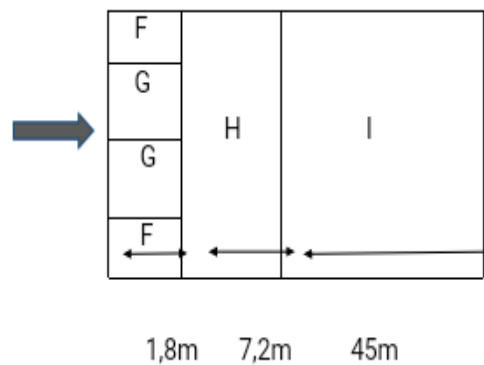


Figure V-4: zone de pression pour la toiture

1-2-2 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertiere ou } C_{pe} \leq 0}{\text{des surface de toutes les overtire}} = \frac{84}{93} = 0,90 \quad \frac{h}{d} = \frac{9}{54} = 0,16$$

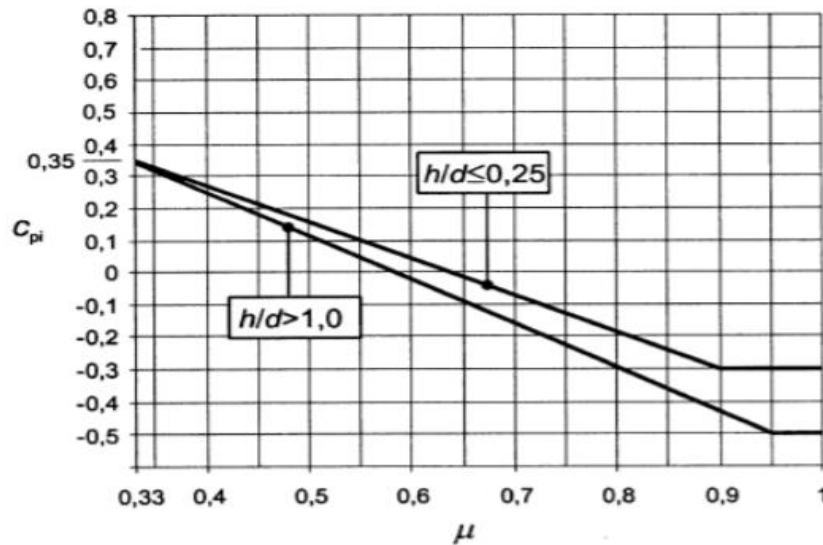


Figure V-5- Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

$C_{pi} = -0,3$

- parois verticales:

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
A	808,5	-0,1	-0,3	-0,7	-565,95
B	808,5	-0,8	-0,3	-0,5	-404,25
C	808,5	-0,5	-0,3	-0,2	-161,7
D	808,5	0,8	-0,3	1,1	889,35
E	808,5	-0,3	-0,3	0	0

Tableau V-3

Valeurs de la pression aérodynamique de la parois vertical selon V1

- toiture :

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
------	-------	----------	----------	-------------------	-------------------

F	1135	-1.66	-0,3	-1,36	-1543 ,6
G	1135	-1,3	-0,3	-1	-1135
H	1135	-0,7	-0,3	-0,4	-454
I	1135	-0,6	-0,3	-0,3	-340,5

Tableau V-4-

Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1

1-2-2 Vent perpendiculaire au long pan V2 :

- parois verticales:

Pour cette direction du vent on ab=24m .Et on a : d=54m. H= 9

et $e = \min [b, 2h]=18m \rightarrow e=18m.$

Donc on utilise la légende suivante :

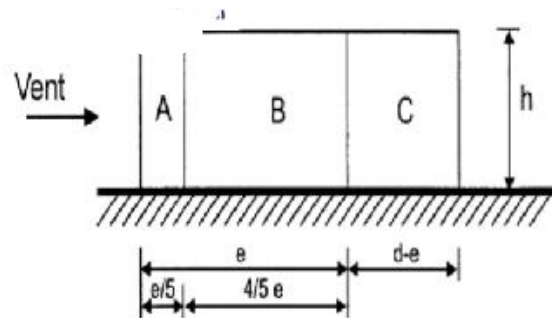


Figure V- 6- légende relative aux murs verticaux

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau V-5- valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m donc la formule correspond

La figure suivante illustre la C_{pe} pour les parois verticales :

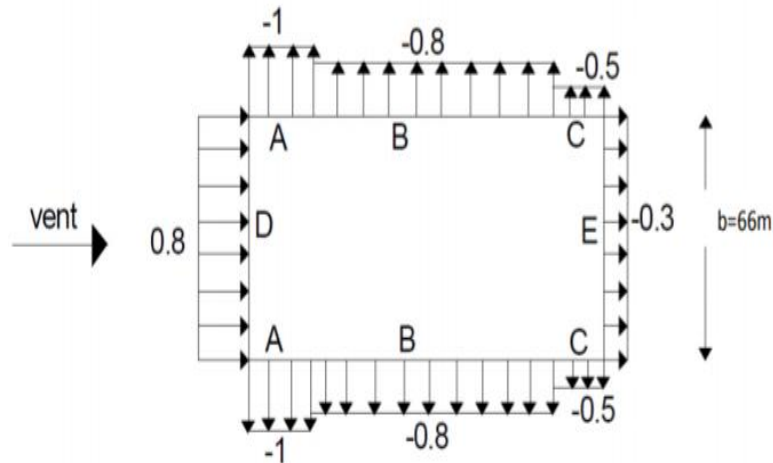


Figure V-7- : légende pour les parois verticales

- Toiture :

$$\alpha=5^\circ \quad ; \quad b=24 \quad d= 54 \quad h=9$$

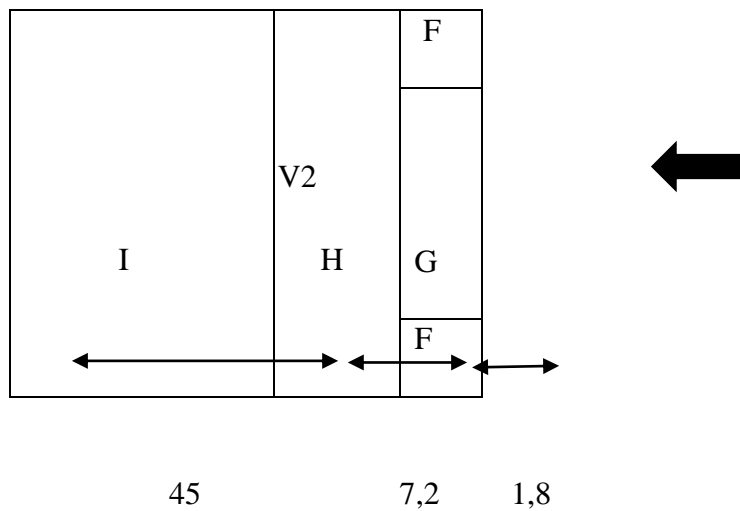


Figure V-8- zone de pression pour la toiture

V-4 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertiere ou } C_{pe} \leq 0}{\text{des surface de toutes les ouvertire}} = \frac{93}{93} = \frac{h}{d} = \frac{9}{54} = 0,16$$

$$C_{pi} = -0,3$$

- parois verticales:

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
A	808,5	-0,1	-0,3	-0,7	-565,95
B	808,5	-0,8	-0,3	-0,5	-404,25
C	808,5	-0,5	-0,3	-0,2	-161,7
D	808,5	0,8	-0,3	1,1	889,35
E	808,5	-0,3	-0,3	0	0

Tableau V-6

Valeurs de la pression aérodynamique de la parois vertical selon V2

- toiture

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
F	1135	-1.66	-0,3	-1,36	-1543 ,6
G	1135	-1,3	-0,3	-1	-1135
H	1135	-0,7	-0,3	-0,4	-454
I	1135	-0,6	-0,3	-0,3	-340,5

Tableau V-7-

Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2

1-2-3 Vent perpendiculaire au long pan V3 :

- parois verticales:

Pour cette direction du vent on a $b=54m$. Et on a : $d=24m$. $H= 9$

et $e= \min [b, 2h]=18m \rightarrow e=18m$.

Donc on utilise la légende suivante :

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau V-8- valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10m donc la formule correspond La figure suivante illustre la C_{pe} pour les parois verticales.

• Toiture :

$\alpha=5^\circ$; b=54 d=24 h=9

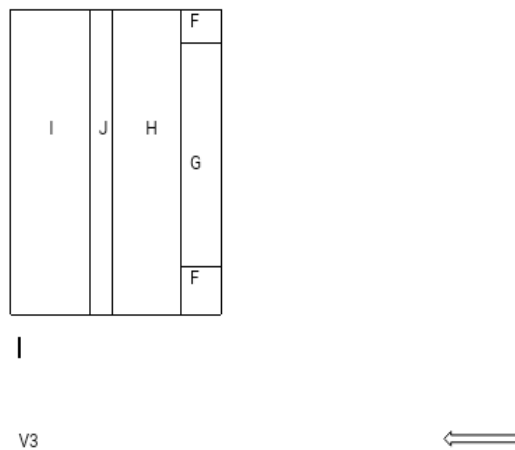


Figure V-9- zone de pression pour la toiture

1-2-3-1 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertiere ou } C_{pe} \leq 0}{\text{des surface de toutes les overtire}} = \frac{36}{93} = 0,38; \quad \frac{h}{d} = \frac{9}{24} = 0,3$$

$C_{pi} = 0,25$

Parois verticales:

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
A	808,5	-0,1	0,25	-1,25	-1010,6

B	808,5	-0,8	0,25	-1,05	-848,9
C	808,5	-0,5	0,25	-0,75	-606,3
D	808,5	0,8	0,25	0,55	444,6
E	808,5	-0,3	0,25	-0,55	-444,6

Tableau V-9- Valeurs de la pression aérodynamique de la parois vertical selon V3

- Toiture :

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
F	1135	-1.78	0,25	-2,03	-2304,0
G	1135	-1,2	0,25	-1,45	-1645,7
H	1135	-0,6	0,25	-0,85	-964,75
I	1135	-0,6	0,25	-0,85	-964,75
J	1135	0,2	0,25	-0,05	-56,75

Tableau V-10- Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V3

1-2-4 Vent perpendiculaire au long pan V4 :

- parois verticales:

Pour cette direction du vent on a $b=54m$. Et on a : $d=24m$. $H= 9$

et $e= \min [b, 2h]=18m \rightarrow e=18m$.

Donc on utilise la légende suivant'

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau V-11- valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m donc la formule correspond

La figure suivante illustre la C_{pe} pour les parois verticales :

- Toiture :

$$\alpha=5^\circ \quad ; \quad b=54 \quad d=24 \quad h=9$$

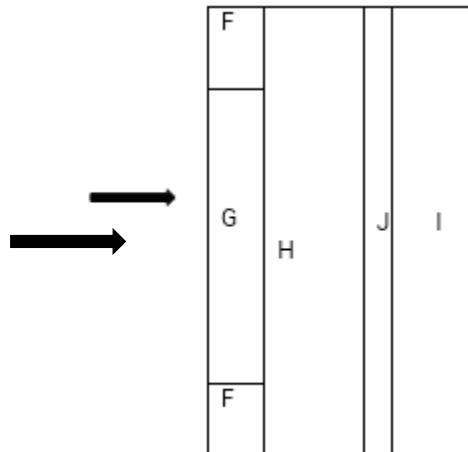


Figure V-10-zone de pression pour la toiture

1-2-3-1 Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouvertiere ou } C_{pe} \leq 0}{\text{des surface de toutes les ouvertire}} = \frac{66}{93} = 0,7 \frac{h}{d} = \frac{9}{24} = 0,3$$

$$C_{pi} = -0,1$$

- parois verticales:

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
A	808,5	-0,1	-0,12	-0,88	-711,4
B	808,5	-0,8	-0,12	-0,68	-549,7
C	808,5	-0,5	-0,12	-0,38	-307,2
D	808,5	0,8	-0,12	0,92	743,8
E	808,5	-0,3	-0,12	0,18	-145,5

Tableau V-12-

Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V4

- Toiture :

Zone	q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_{(zj)}(N/m^2)$
------	-------	----------	----------	-------------------	-------------------

F	1135	-1,78	-0,12	-2,03	-1884,1
G	1135	-1,2	-0,12	-1,45	-1225,8
H	1135	-0,6	-0,12	-0,85	-544,8
I	1135	-0,6	-0,12	-0,85	-544,8
J	1135	0,2	-0,12	-0,05	363,2

Tableau V-13-

Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V4

V-2 Action neige:

2-1 But :

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

2-2 Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante

$$S = \mu * S_k \quad \text{KN/m}^2 \quad [\text{RNV2013, P: 18; Paragraphed 3.1.1}]$$

Avec :

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

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

2-3 Charge de neige sur le sol :

Notre projet est implanté à wilaya de Annaba qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ 200m. Donc S_k est donnée par la formule

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

RNV2013, P: 21; Paragraphe 4]

$$S_k = \frac{0,04.200+10}{100} = 0,18 \text{ KN/m}^2$$

2-4 Coefficient de forme de la toiture :

Dans le cas de toiture à versants multiples ; des valeurs de μ sont données en fonction de l'angle α

$$\alpha = \arctan(1.5/9.12)$$

$$\alpha = 5^\circ \alpha \in [0^\circ; 30^\circ]$$

[RNV2013, P: 25; Tableau 2]

$$\text{Donc } \mu_1 = 0.8 \text{ et } \mu_2 = 2$$

Les dispositions de charge à considérer correspondent à

-Cas (i) : sans accumulation de neige

-Cas (ii) : avec accumulation de neige

[RNV2013, P: 27; Figure 9]

$$\text{Pour le cas (i): } \alpha_1 = \alpha_2 = 5^\circ$$

La charge de neige est alors :

$$S = \mu_1 (\alpha_1) * s_k S = 0.8 * 0.18 = 0.144 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour le cas (ii): } \alpha_1 = \alpha_2$$

Oublient:

$$S = \mu_2 (\alpha_1) * s_k S = 2 * 0.18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : Calcul des Eléments Secondaires

VI-1- Dimensionnement des panneaux de couverture

1.1. Principe de choix d'un panneau sandwich

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

1.2. Panneaux couverture

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitée la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -1884.1 \text{ N/m}^2$.

Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

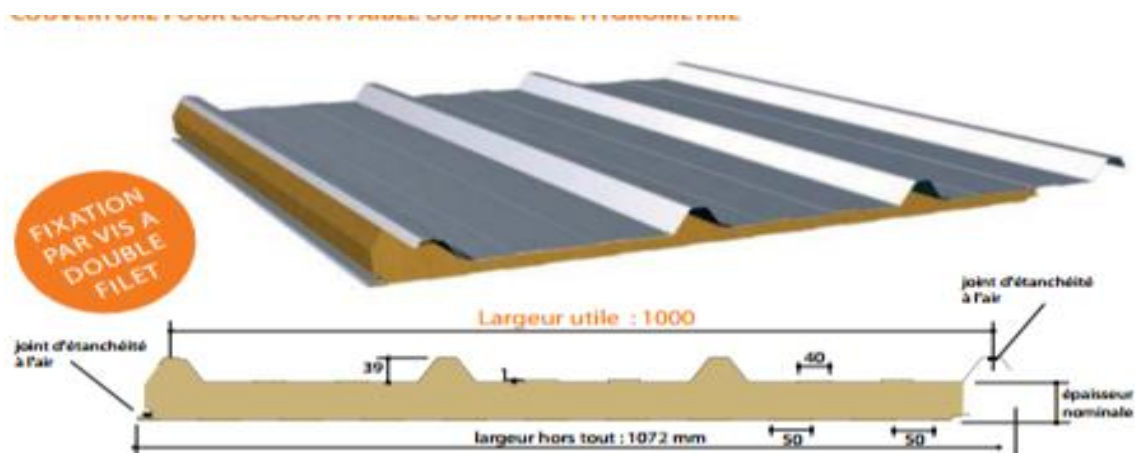


Figure VI .1 détail de panneau sandwich (couverture).

1.2.1. Détermination de poids propre de la couverture

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisir un panneau de couverture de 60mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 18 kg/m^2 .

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)				
		50	60	100	120	150
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,63 - 0,75				
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63				
	Largeur utile	1000 mm				
	Largeur hors tout	1072 mm				
	Longueur maximale hors tout	2500 / 15000 mm (maxi conseillée 12000 mm)				
PONDERALES (kg/m ²)	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm				
	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	17,7	19,9	21,4	23,4	26,5
ACOUSTIQUES	Isolément : indice d'affaiblissement (60mm)	R rose : 30 dB(A) - R route : 28dB(A) - Rw (C ₂ C ₃) : 30(-1;-2) dB				
REACTION AU FEU*	Euroclasses - Selon NF EN 13 501-1	Panneau : A2-s1,d0 - (Equivalence : M0)				
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)	0,65	0,49	0,43	0,35	0,29
	Déperdition linéique ψ (W/m.K)	0,02	0,01	0,01	-	-
	Le coefficient de transmission thermique moyen U _{tp} doit être calculé selon les règles Th-U, fascicules parois opaques, d'après la formule suivante :					
DENSITE DE L'ISOLANT	100 kg/m ³ (± 15 kg/m ³)					
TYPE D'ISOLANT	Laine de roche					

* Hors revêtement Keyron pour parement exposé au feu

Tableau VI-2- le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

1.2.2. Détermination de la portée maximale

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $W = -1884.1 \text{ N/m}^2$. On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures. D'après le tableau annexel on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 3m.

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes $e = 1.4 \text{ m}$.

VI-2- Etude des pannes

2.1 Définition

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE

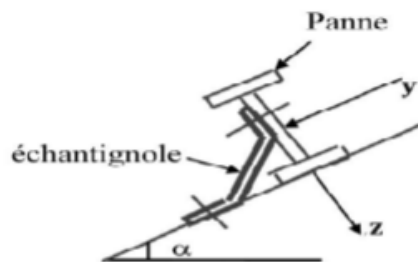


Figure VI-3- Disposition de la panne.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 5^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à $1,4\text{m}$.

2.2. Détermination des sollicitations

2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) = 18Kg/m^2 .

Poids propre d'accessoire d'attache = 1.5Kg/m^2 .

Poids propre de la panne estimé (IPE160) = 15.8Kg/m .

$$G = (\text{P couverture} + \text{P accessoire}) * e + \text{P panne}$$

e : espacement entre les pannes (e = $1,4\text{m}$)

$$G = (18 + 1.5) * 1,4 + 15.8 = 43.1 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.431\text{KN/ml.}$$

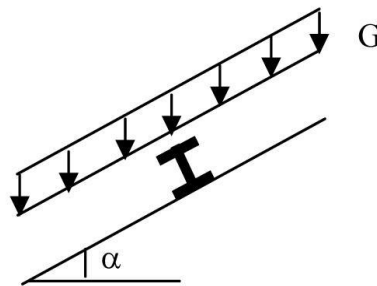


Figure VI-4- Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessibles ont considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100Kg chacune située à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne (D'après le DTR BC 2.2).

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les Surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

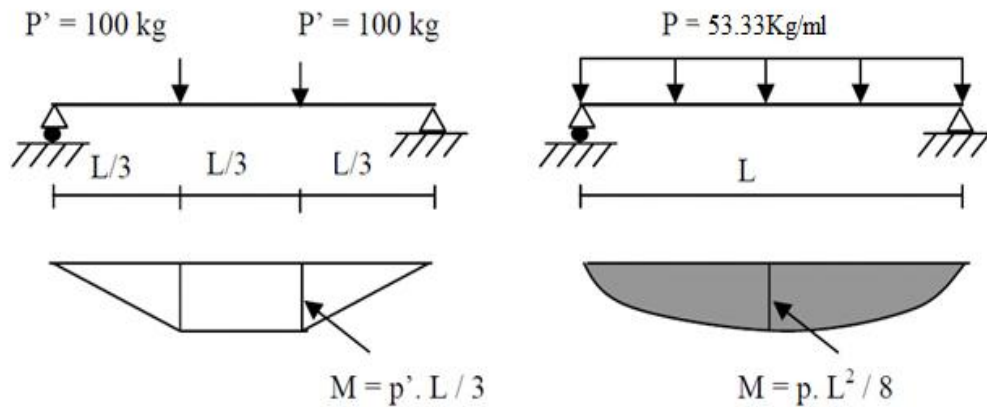


Figure VI-5- Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = p \cdot l / 3$$

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (P_{eq}).

$$M_{\max} = P \cdot l / 3 = P l^2 / 8$$

$$P = 8 \cdot P' / 3 \cdot l = 8 \cdot 100 / 2 \cdot 6 = 44,44 \text{ kg /ml}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml}$$

c) Surcharges climatiques :

Surcharge du vent (W) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable donc le $C_{pi} = 0,12$ zone F tel que la charge considérée est : $-1884,1 \text{ N/m}^2$ (voir le tableau de V4 de toiture).

D'où :

$$W = (-1,884 \times 1,4) = -2,637 \text{ KN /ml}$$

Due à la neige:

La charge de la neige maximale est $S = 0,144 \text{ KN/m}^2$

D'où :

$$S = (0,144 \times 1,4) = 0,201 \text{ KN/ml}$$

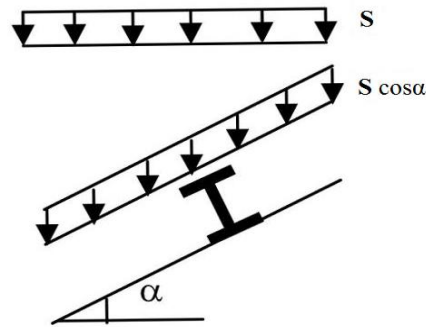


Figure VI-6- Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

Les charges et surcharges appliquées :

$$G = 0.431 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -2.637 \text{ KN /ml}$$

$$S = 0.201 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/ml}$$

Décomposition des charges :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \cos \alpha = 0.431 \cos(5) = 0.429 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.444 \cos(5) = 0.442 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -2.637 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.201 \cos(5) = 0.200 \text{ KN/m.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \sin \alpha = 0.431 \sin(5) = 0.037 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.444 \sin(5) = 0,038 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0.201 \sin(5) = 0,017 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons d'actions

1) ELU :

-Suivant l'axe z-z

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.35 (0.429) + 1.5(0.442) = 1.242 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.35 (0.429) + 1.5 (0.200) = 0.879 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35 G_z + 1.5W = 1.35 (0.429) + 1.5 (-2.637) = -3.376 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = 0.429 + 1.35(-2.637) + 0.200 = -2.930 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.35(0.037) + 1.5(0.017) = 0.075 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 1.35(0.037) + 1.5(0.038) = 0.106 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 1.35(0.037) = 0.049 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$q_z = G_z + 1.5W + S_z = -2.930 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.075 \text{ KN/ml}$$

2) ELS

-Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0.429 + 0.444 = 0.873 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 0.429 + 0.200 = 0.629 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = 0.429 + (-2.637) = -2.208 \text{ KN/ml}$$

-Suivant l'axe y-y:

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.037 + 0.038 = 0.075 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.037 + 0.017 = 0.054 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = 0.037 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

$$q_z = G_z + W = -2.208 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = G_y + S_y = 0.054 \text{ KN/ml}$$

2.3 Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition de flèche (l'ELS).

Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

Vérification à l'ELS (flèche)

Vérification à l'ELS:

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5 Q_z l^4}{384 E I_y} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^7 \text{ Mpa}$$

$$f_z = (5/384) * (2.208 * 10) * ((600)^4 / (2.1 \cdot 10^7 * 869.3))$$

$$= 2.04 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.04 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$F_y = \frac{5 Q_y l^4}{384 E I_z} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$= (5 * 384) * (0.054 * 10) * ((600)^4 / (2.1 \cdot 10^7 * 68.31)) = 0.63 \text{ cm}$$

$$F_y = 0.63 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$F = \sqrt{(f_z^2 + f_y^2)}$$

$$= \sqrt{(2.04^2 + 0.63^2)}$$

$$= 2.13 \text{ cm}$$

Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification à la flexion déviée :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}} \right] \alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z, rd}} \right] \beta$$

Avec : $\alpha = 2, \dots$ pour les profile en I. $\beta = 5n \geq 1, n = N/N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$$\text{Et : } M_{sd} = q \cdot l^2 / 8$$

Tel que :

Axe Z-Z :

$$M_{y, sd} = \frac{Q_z * l^2}{8} = \frac{2.208 * 6^2}{8} = 9.93 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :

$$M_{zsd} = \frac{Qy \cdot l^2}{8} = \frac{0.054 \cdot 3^2}{8} = 0.060 \text{ KN.m}$$

Et : $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0}$ et pour le γ_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile :

$$A_{me} : d/t_w = 127.2/5 = 25.44 \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\text{Semelle : } c/t_f = b/2/t_f = (82/2)/7.4 = 5.54 \leq 10\varepsilon = 10$$

⇒ **Semelle de classe 1**

Donc la section de classe **1** . $\gamma_{m0} = 1$

$$M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 123.9 \times \frac{235}{1} = 29.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 26.1 \times \frac{235}{1} = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{9.93}{29.12} \right]^2 + \left[\frac{0.063}{6.13} \right] = 0.12 < 1 \dots \dots \dots \text{Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivant :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} \dots \dots \dots [\text{EC3 P158}]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \dots \dots \dots [\text{EC3 P158}]$$

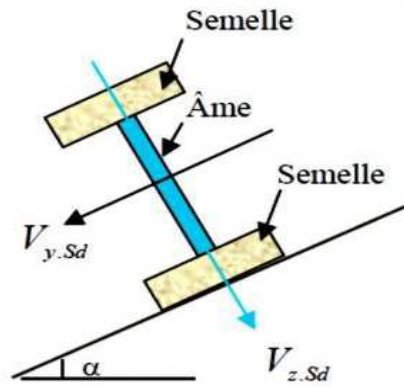


Figure VI-7- Représentation de cisaillement de la panne

$$V_{z,sd} = \frac{Q_z l}{2} = \frac{2.208 \times 6}{2} = 6.62 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = 9.66 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 131.06 \text{ KN}$$

D'ou:

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$\text{et } V_{zsd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

$$V_{y,sd} = \frac{Q_y l}{2} = \frac{0.054 \times 6}{2} = 0.16 \text{ KN}$$

Avec :

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.09 - 9.66 = 10.43 \text{ cm}^3$$

$$V_{pl,y,rd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = 10.43 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 141.54 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$\text{Et } V_{ysd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

VI-3 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage

3.1 Panneaux bardage

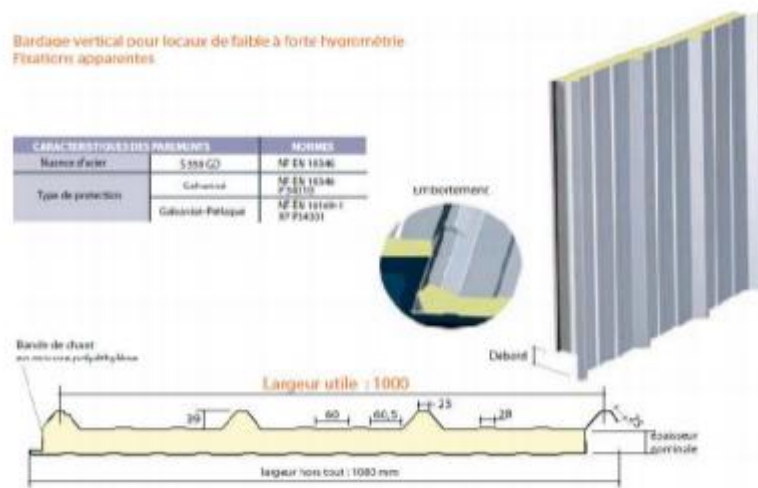


Figure VI-8- détail de panneau sandwich (bardage).

3-2 1Détermination de poids propre de bardage

D’après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 50mm d’épaisseur ce qui donne un poids de **18kg/m²**

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU	Epaisseurs nominales de l'âme (mm)				
	40	50	100	120	150
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)				
	0,63 - 0,75				
	Epaisseur parement intérieur (mm)				
	0,50 - 0,63				
	Largeur utile				
1000 mm					
Largeur hors tout					
1072 mm					
Longueur maximale hors tout					
2500 / 15000 mm (maxi conseillée 12000 mm)					
Débord en extrémité					
50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm					
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm				
ACOUSTIQUES	Isolement : indice d'affaiblissement (60mm)				
R rose : 30 dB(A) - R route : 28dB(A) - R w (C ₂ C ₂) : 30(-) (-) 29 dB					
REACTION AU FEU*	Euroclasses - Selon NF EN 13 501-1				
Panneau : A2-s1,d0 - (Equivalence : M0)					
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)				
	0,65	0,49	0,43	0,35	0,29
	Déperdition linéique ψ (W/m.K)				
0,02					
Le coefficient de transmission thermique moyen U _p doit être calculé selon les règles Th-U, facicules parois opaques, d'après la formule suivante :					
$U_p = U_c + \frac{\psi \cdot l_p + n \cdot \chi}{A}$ <p>U_c est le coefficient thermique en paroi courante du panneau ψ est le coefficient de déperdition linéique correspondant à l'emboîtement du panneau l_p est la longueur d'emboîtement entre panneaux n est le nombre de fixations χ est le coefficient de déperdition ponctuel par fixations (χ = 0,01 W/K) A est l'aire de la paroi</p>					
DENSITE DE L'ISOLANT	100 kg/m ³ (i: 15 kg/m ³)				
TYPE D'ISOLANT	Laine de roche				

* Hors revêtement Keyron pour parement exposé au feu

Figure VI-9- détail de panneau sandwich (bardage).

3-2-2 Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales **W= 0.889KN/m²**. (Une compression).

On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses), à l’aide de tableau ci-dessous on déterminera la portée maximale entre les lisses :

	2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS								
	Epaisseurs nominales de l'âme							Epaisseurs nominales de l'âme								
	120	100	80	60	50	40	30	30	40	50	60	80	100	120		
PRESSION					141	119	101	3,00	149						PRESSION	
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148					DEPRESSION
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160				PRESSION	
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				DEPRESSION
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160			PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160		PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION

Figure VI-10- le poids propre e panneau correspondant à chaque épaisseur

$W=88.9 \text{ daN/m}^2$ Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile 123 daN/m^2 ce qui correspondant à entraxe maximal de **380cm** avec une épaisseur de 50mm ; cas de panneau repose sur plusieurs appuis.

⇒ On prend l'entraxe entre les lisses $e=1.5\text{m}$.

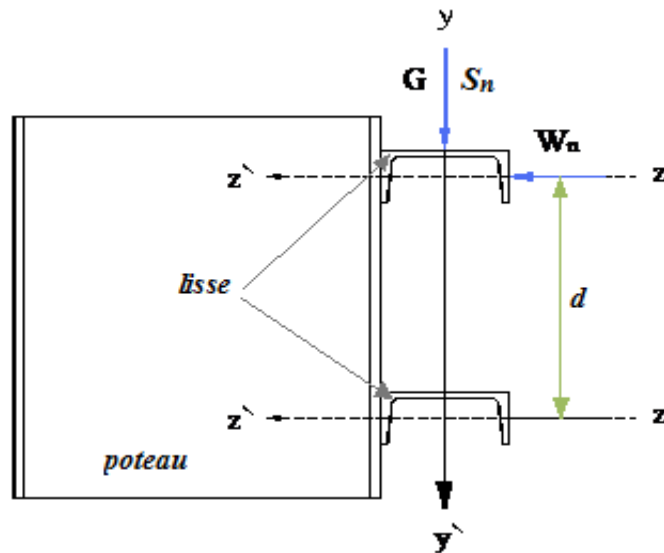


Figure VI-11- Disposition de la lisse sur le poteau.

Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e=1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 3 lignes de lisses sur chaque paroi.

3-3-1 Détermination des charges et surcharges

a) les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 18 Kg/m^2

- Poids propre d'accessoires d'attaches1.5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (IPE 140).....12.9Kg/m

$$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e] + \text{Plisse}$$

e : espacement entre les lisse = 1.5 m

$$G_p = (1.5 + 12.9) \times 1.5 = 20.85 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.421 \text{ KN/ml}$$

b) La surcharges climatique du au vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : W=88.9daN/m²

(Voir chapitre II)

$$D'où : W = 0.889 \times e = 0.889 \times 1.5 = 1.333 \text{ KN/ml}$$

1) Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_y = (1.35W) = 1.35(1.333) = 1.799 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = (1.5G) = 1.5(0.421) = 0.631 \text{ KN/ml}$$

2) Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_y = 1.333 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = 0.421 \text{ KN/ml}$$

Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5 Q_y l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = (5/384) \times (1.333 \times 10) \times ((600)^4 / (2.1 \times 10^7 \times 541.2))$$

$$= 1.97 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.97 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

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

$$f = \sqrt{(f_z^2 + f_y^2)}$$

$$= \sqrt{(1.97^2 + 0)}$$

$$= 1.97 \text{ cm}$$

3-3-2 Condition de la résistance (ELU):

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163]

a)-Vérification à la flexion déviée :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right] \alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right] \beta$$

Avec : $\alpha=2$, $\beta=1$ pour les sections de classe 1

$$Q_y = (1.35W) = 1.35(1.333) = 1.799 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = (1.5G) = 1.5(0.421) = 0.631 \text{ KN/ml}$$

-Axe Z-Z :

$$M_{y,sd} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1.799 * (6)^2}{8} = 8.09 \text{ KN.m}$$

-Axe Y-Y :

$$M_{z,sd} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0.631 * (6)^2}{8} = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma m_0} = \frac{88.34 * 23.5}{1} = 2075.99 * 10^{-2} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma m_0} = \frac{19.25 * 23.5}{1} = 452.37 * 10^{-2} = 4.52 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{8.09}{20.75} \right]^2 + \left[\frac{2.83}{4.52} \right] = 0.77 < 1 \dots\dots\dots \text{ Donc la résistance du moment est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p158]

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_z l}{2} = \frac{0.631 * 6}{2} = 1.89 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma m_0} = \frac{7.64 * 23.5}{\sqrt{3} * 1} = 103.65 \text{ KN}$$

D'où:

$$V_{z,sd} = 1.89 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 103.65 \text{ KN} \quad \text{Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.}$$

VI-4 Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée.

En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit Vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions.

Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions qw due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions du au vent

4-1-Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

A/ Charges permanentes G :

Poids du bardage.....11 Kg/m²

Poids propre de la lisse (UPE 120).....10.4Kg/ml

L'entraxe des potelets est d'e=6 m

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 7.04m

B/ Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

W= 88.935 dan/m²

4-2 Le pré dimensionnement du potelet :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws}=W.e \qquad q_{ws}=88,935.6=5,33KN/ml$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$Fz = \frac{5.V.l^4}{384.E.f_{adm}} \leq f_{adm}$$

$$I_y \geq \frac{5.W}{384.E.f_{adm}} l^4 \quad I_y \geq \frac{5.5,336.10^2.704}{384.2,1.10^4 3,52} \quad I_y \geq 2308,7 \text{ Cm}^4$$

Ce qui correspond à un HEA 180 dont $I_y=2510\text{Cm}^4$

Le poids/ml= 35,5Kg/m

Les charges permanentes :

- poids de bardage → $G1 = 11 \text{ kg/m}^2$
 - Poids des lisses → $G2 = 10,44 \text{ Kg/m}$
 - poids propre du HEA 180 → $G3 = 35,5 \text{ kg/m}$
- $$G = [(35,5 \cdot 7,04) + (10,4 \cdot 6,3) + (11 \cdot 6,4)]$$
- $$G = 7,011 \text{ KN/ml}$$

Vérification de la stabilité au flambement flexion sous N et M à L'ELU:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 1,5 \cdot G = 1,5 \cdot 7,011 = 10,51 \text{ Kn}$$

$$M_{y,sd} = \frac{1,5 \cdot q_w \cdot L^4}{8} = \frac{1,5 \cdot 5,336 \cdot 7,04^2}{8} = 49,58 \text{ Kn/m}$$

$$M_{z,sd} = 0$$

a) Calcul de la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible $y'y$ (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur. Donc la longueur de flambement

$$l_{ky} = 7,04 \text{ m}$$

Autour de l'axe faible $z'z$ (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement

$$l_{ky} = 1,47 \text{ m}$$

Pour le HEA 180, les rayons de giration sont

$$i_y = 7,45 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,52 \text{ cm}$$

b) Calcul des élancements

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{704}{7,45} = 94,5$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{147}{4,52} = 32,52$$

c) Calcul de l'élancement critique

Acier S235

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Donc $\lambda_{cr} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9$

d) Calcul des élancements réduits

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \sqrt{B_w} = \frac{94,5}{93,9} \sqrt{1} = 1 > 0,2 \end{array} \right. \quad \text{il Ya risque de flambement}$$

$$\bullet \bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \sqrt{B_w} = \frac{32,52}{93,9} \sqrt{1} = 0,3 > 0,2$$

$\sqrt{B_w} = 1\text{HEA } 180 \text{ classe } 1$

e) Calcul du coefficient de réduction

$$X_{min} = \min(X_y, X_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Euro code 3:

Pour un HEA 180 : h = 171 mm, b = 180mm, tf= 9,5 mn.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 < 1,2$$

$t_f = 9,5 < 40 \text{ mn}$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y- \acute{y}	b	$\alpha_y = 0,34$
z- \acute{z}	c	$\alpha_z = 0,49$

Coefficients de flambement correspondant à la section

f) Calcul de Ψ_{min} :

$$X_y = \frac{1}{Q_{y+[Q_y^2 + \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}} \text{ Avec } X_{y \leq 1}$$

$$Q_{y=0,5} [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$Q_{y=0,5} [1 + 0,34 (1 - 0,2) + 1^2] = 0,60$$

$$X_z = \frac{1}{Q_{z+[Q_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}} \text{ Avec } X_{z \leq 1}$$

$$Q_{z=0,5} [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$Q_{z=0,5} [1 + 0,49 (0,3 - 0,2) + 0,3^2] = 0,95$$

$$X_{\min} = \min(X_Y, X_Z) = (0,60; 0,95) \quad X_{\min} = 0,60$$

g) Calcul du facteur d'amplification

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot F_y} \quad \text{et} \quad k_y \leq 1,5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent

$$B_{my} = B_{mp} = 1,3 \quad (\text{Charge de vent uniformément répartie})$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{324,6 - 293,6}{293,6} = -1,02$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,295 \cdot 10,51}{0,60 \cdot 45,3 \cdot 23,5} = 1,02$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{324,6 \cdot 323,5}{1,1} = 69,3 \text{ Kn.m} \quad \text{Donc}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45,3 \cdot 2350}{1,1} = 69777,2 \text{ dan}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min}.N_{pl,y}} + \frac{K_y.M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \leq 1$$

$$\frac{10,51}{0,60.45,3.23,5} + \frac{1,02.49,58}{324,6.23,5} = 0,025 \leq 1 \text{ Donc la stabilité de ce potelet au flambement}$$

flexion

Est vérifiée

Vérification de la stabilité au déversement

A/ Calcul de l'élanement réduit

$B_w=1$ Section de class 1

X_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{lt}$.

M_{cr} est le moment critique de déversement.

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{B_w.W_{pl,y}.f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] . B_w^{0,5}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot I_z}{K_{lt}^2} \cdot \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{K_{lt}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 - C_2 \cdot Z_g \right]$$

D'après les tableaux F.1.2 de l'EC3

Notre potelet considéré comme bi articules a ses extrémités on a :

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

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ et $K_w=1$

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

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{17,7}{2} = -8,85 \text{ cm}$$

$Z_0=0$ section doublement symétrique Ec3

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8,85 \text{ cm}$$

$$I_t = 14,80 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 60,21 \text{ cm}^6$$

$$L = 7,04 \text{ m}$$

$$G = 0,5 \cdot E$$

$$I_z = 924,6 \text{ cm}^4$$

Donc

$$M_{cr} = \frac{1,132 \cdot 21000 \cdot 924,6 \cdot 3,14^2}{1,704^2} \cdot \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{6021}{924,6} + \frac{1,704^2 \cdot 0,4 \cdot 1480}{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 924,6} + (0,459 \cdot -8,85)^2 - 0,459 \cdot 8,85 \right] = 1,339 \cdot 10^{10} \text{ Kn.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,324 \cdot 9,230}{1,339 \cdot 10^{10}}} = 0,0023 \leq 0,4$$

Donc n'est pas risqué de déversement le profil HEA 180 vérifie ou déversement

Vérification des poteaux

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Le poteau de hauteur H=5m IPE 360

Vérification le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

Suivant l'axe y-y :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{16270}{72,7}} = 14,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{0,7 \cdot l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 5}{14,95} = 23,4$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_l} \right] \cdot B_w^{0,5} B_w = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon = 93,9 \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{23,4}{93,9} \right] = 0,2 \leq 0,2 \quad \text{vérifié}$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1043}{72,7}} = 3,78 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{0,7 \cdot l_{kz}}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 5}{3,78} = 92,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_l} \right] \cdot B_w^{0,5} B_w = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon = 93,9 \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{92,5}{93,9} \right] = 0,9 \leq 0,2 \quad \text{né pas vérifié}$$

On doit tenir compte de fait de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 360/170 = 2,1 > 1,2$$

tf = 12,7 mm < 40 mm donc on choisit la courbe (b)

Axe de flambement z-z

Courbe de flambement b $\alpha = 0,34$ (tableau 3)

$$\bar{\lambda}_z = 0,92 \text{ donc } X_{min} = X_z = 0,92$$

Calcul des coefficients Ky et Kz :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\text{A l'axe z : } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0,4(2,1,8 - 4) + \frac{191,123}{123} = 0,39 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot F_y} = 1 - \frac{0,39 \cdot 10,51}{0,92 \cdot 72,72; 7,23,5} = 0,99$$

$$M_{z,sd} = \frac{1,5 \cdot q_w \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 5,336 \cdot 5^2}{8} = 25,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{,sd} = 15,51 \text{ Kn}$$

$$\frac{10,51}{0,92.72,7.23,5} + \frac{25,01.0}{1019.23,5} + \frac{25,01.0,99}{0,19.23,5} = 0,01 \leq 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

VI-5 Vérification des poteaux :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Le poteau de hauteur H=5m IPE 360

Vérification le flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MI}} \right)} \leq 1$$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

Suivant l'axe y-y :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{16270}{72,7}} = 14,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{0,7 \cdot l_{ky}}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 5}{14,95} = 23,4$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot B_w^{0,5} B_w = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon = 93,9 \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{23,4}{93,9} \right] = 0,2 \leq 0,2 \quad \text{vérifié}$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1043}{72,7}} = 3,78 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{0,7 \cdot l_{kz}}{i_y} = \frac{0,7 \cdot 5}{3,78} = 92,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot B_w^{0,5} B_w = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon = 93,9 \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{92,5}{93,9} \right] = 0,9 \leq 0,2 \quad \text{nés pas vérifié}$$

On doit tenir compte de fait de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 360/170 = 2.1 > 1,2$$

$t_f = 12.7\text{mm} < 40\text{mm}$ donc on choisit la courbe (b)

Axe de flambement z-z

Courbe de flambement b $\alpha = 0.34$ (tableau3)

$$\bar{\lambda}_z = 0,92 \text{ donc } X_{min} = X_z = 0,92$$

Calcul des coefficients K_y et K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\text{A l'axe z : } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2B_{my} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = \frac{1,5 \cdot q_w \cdot l^2}{8} 0,4(2,1,8 - 4) + \frac{191,123}{123} = 0,39 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot F_y} = 1 - \frac{0,39 \cdot 10,51}{0,92 \cdot 7,23,5} = 0,99$$

$$M_{z,sd} = \frac{1,5 \cdot 5,336,5^2}{8} = 25,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 15,51 \text{ Kn}$$

$$\frac{10,51}{0,92 \cdot 7,23,5} + \frac{25,01,0}{1019,23,5} + \frac{25,01 \cdot 0,99}{0,19 \cdot 23,5} = 0,01 \leq 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

Chapitre IX:
Calcul des
Contreventements

Introduction :

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de Reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces

Horizontales (les effets du vent, les actions dynamiques du séisme...) sollicitant un ouvrage, ainsi que d'empêcher de grande déformations sous ces mêmes sollicitations horizontales.

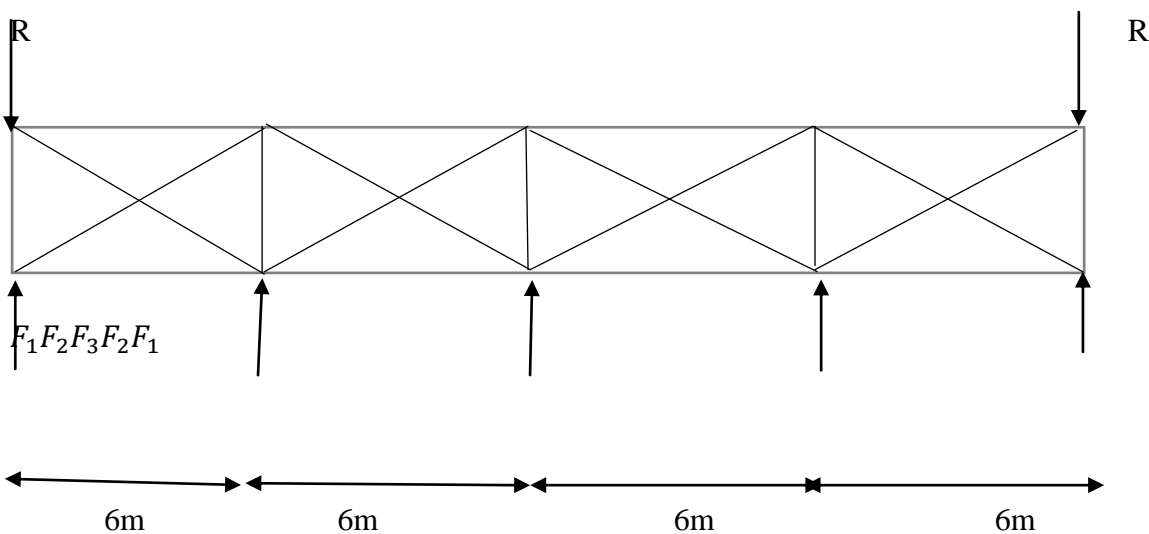
L'importance des stabilités et des contreventements est très grand, elle représente le facteur principal de la sécurité de l'ouvrage.

IX-1 Contreventements de toiture (poutre au vent) :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
 2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer méthode des sections.
- . Evaluation

1-1 Des efforts dans la poutre au vent :

$$F_1 = \left[\frac{V \cdot b; h_1}{2.16} \right] + \frac{F_{fr}}{16} \quad F_2 = \left[\frac{V \cdot b; h_2}{2.8} \right] + \frac{F_{fr}}{8}$$

$$V = 88,93 \text{ dan/m}^2 \cdot S$$

B=24m

$$F_{fr}=[q_n \cdot C_{fr} \cdot S_{fr}] = [80,85 \cdot 0,04 \cdot 6,54] = 1047,81 \text{ dan}$$

$$F_1 = \left[\frac{V \cdot b \cdot h_1}{2 \cdot 16} \right] + \frac{F_{fr}}{16} = \left[\frac{835,05 \cdot 24 \cdot 6}{32} \right] + \frac{104781}{16} = 10306,5 \text{ dan}$$

$$F_2 = \left[\frac{V \cdot b \cdot h_2}{2 \cdot 8} \right] + \frac{F_{fr}}{8} = \left[\frac{141,39 \cdot 24 \cdot 6,25}{16} \right] + \frac{104781}{8} = 2693 \text{ dan}$$

$$F_3 = \left[\frac{V \cdot b \cdot h_3}{2 \cdot 8} \right] + \frac{F_{fr}}{8} = \left[\frac{485,55 \cdot 7,04 \cdot 24}{16} \right] + \frac{104781}{8} = 118225,11 \text{ dan}$$

1-2 Effort de traction dans les diagonales :

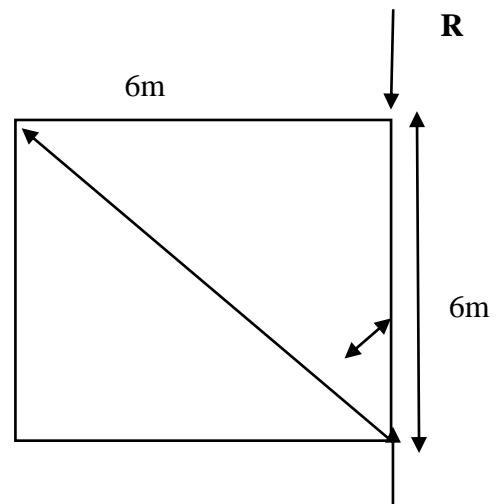
On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort. Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (le plus sollicitées) est donné comme suit:

$$R = \sum \frac{F_i}{2} = \frac{45531,01}{2} = 22765,5 \text{ dan}$$

$$\tan \theta = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} = \frac{6}{6} = 1 \quad \text{arc tg} \theta = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{22765,5 - 10306,5}{\cos \theta} = 31041,4 \text{ dan}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_d = 46562,1 \text{ dan}$$



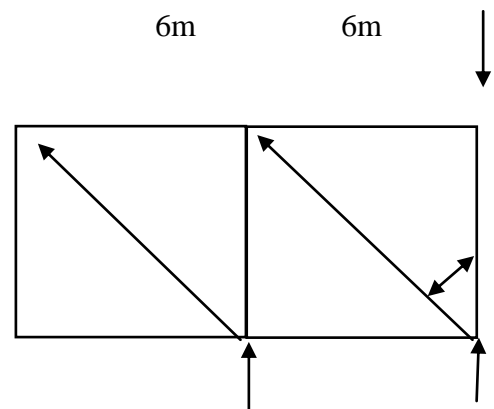
F_1

R

$$\tan \theta = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} = \frac{6}{6} = 1 \quad \text{arc tg} \theta = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1 - F_2}{\cos \theta} = \frac{22765,5 - 10306,5 - 16999,4}{\cos \theta} = -6486,2 \text{ dan}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_d = -9729,4 \text{ dan}$$



1-3 Section de la diagonale :

$$F_d = \max (F_d , F_d') F_d = 45562,1 \text{ dan}$$

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad A \geq \frac{\gamma_{m0} N_{sd}}{f_y} = \frac{1.46562,1}{235} \geq 198,1 \text{ mn}^2$$

L(30.30.4) et tors de 16 mn

Section nette : $A_{nett} = A_1 + \varepsilon A_2$

$$A_1 = (3,0, 4) - (1,6,0, 4) = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (3-0,4) \cdot 0,4 = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 \cdot A_2} = \frac{3}{3 \cdot 0,56 \cdot 1,04} \cdot 0,56 = 0,96$$

$$A_{nett} = 0,56 + 0,96 \cdot 1,04 = 1,558 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section:

$$N_{sd} \leq N_{u,rd}$$

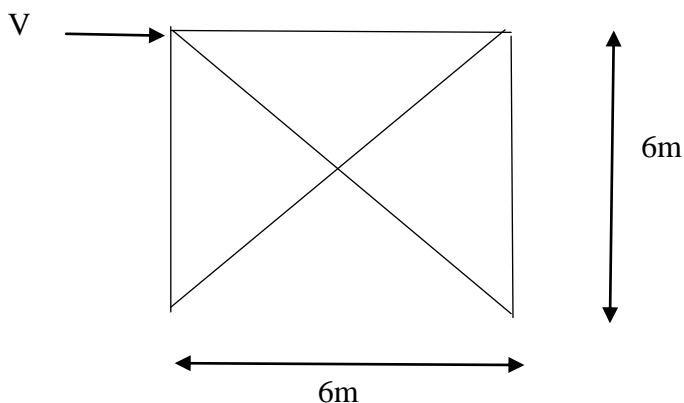
$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \cdot A_{nett} \cdot F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \cdot 1,558 \cdot 36}{1,25} = 40,4 \text{ kn} \leq 46, \text{ kn} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc la cornière **L30.30.4** est convient pour les diagonales de la poutre au vent

IX-2 Calcul de stabilité en long pans :

Définition : Une palée de stabilité est un élément de structure inscrit dans un plan vertical et capable de s'opposer à une force horizontale parallèle à son plan. Elle est destinée à assurer la stabilité des parois on file d'ossature viles palées de stabilités devant reprendre l'effort du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent

Par la méthode des coupures :



$$V=88,9.S = 88,9.42,24 = 3755,136 \text{ dan}$$

2-1 Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{\gamma_{m0} N_{sd}}{f_y} = \frac{1.226,7}{23,5} \geq 9,6 \text{ mn}^2$$

L(70.70.8) et tors de 16 mn

Section nette : $A_{net} = A_1 + \varepsilon A_2$

$$A_1 = (7.0, 8) - (1.6.0, 8) = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (7-0,8).0,8 = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3}{3 \cdot A_1 \cdot A_2} A_1 = \frac{3}{3 \cdot 1,92 \cdot 4,96} 1,92 = 0,20$$

$$A_{net} = 1,92 + 0,20 \cdot 4,96 = 2,912 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section:

$$N_{sd} \leq N_{u,rd}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \cdot 2,912 \cdot 36}{1,25} = 75,42 \quad 37,55 \leq 75,42 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L70.70.8** est convient pour les diagonales de la poutre au vent

Conclusion Générale

L'ingénierie en Génie Civil est censée concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'étude nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel :

- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règle parasismiques.
- L'utilisation du **Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

En fin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humains et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.