

**République Algérienne Démocratique Et Populaire Ministère De
L'enseignement Supérieure De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De Construction
Département De Génie Civil.**



Mémoire de fin d'étude

**En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil
OPTION : Charpente métallique**

Thème :

*Etude d'un Bâtiment (R+1) en construction métallique
à usage d'habitation*



Réaliser par:

HAMLAT Assia

FALI Mounia

Suivi par :

M^r BENYAH. K

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

On remercie DIEU le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous tenons à remercier notre promoteur M^r BENYAH. K pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous remercions chaleureusement M^r DAHMANI. L pour son aide précieux, sa disponibilité et les conseils qu'il nous a apportés.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'assister à notre soutenance.

Sans oublier tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.

Dédicace

C'est avec une profonde gratitude que j'adresse ce modeste travail :

A ma chère Maman,

mon exemple éternelle, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir, celle à qui je dois tout et qui je ne rendrais jamais assez.

Quoi que je fasse ou je dise je ne saurai point te remercier comme il se doit pour l'amour et le soutien que tu m'as donnée et surtout pour les sacrifices que tu as consenti pour mon instruction et mon bien être.

Que Dieu t'accorde santé, bonheur et longue vie.

A mon cher père,

En signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude.

A la mémoire de mon grand père,

Qui a été un second père pour moi, un homme plein de tendresse

J'aurais souhaité sa présence en ce moment pour partager ma joie, que dieu le garde dans son vaste paradis.

A ma chère binôme Mounia et à toute sa famille

A mon soutien moral et source de joie et de bonheur Oussama pour l'encouragement qui m'a toujours accordé.

A mes chers amis, au nom de l'amitié qui nous réunit et au nom de notre souvenir inoubliable.

A tous ce qui me sont chers

HAMLAT Assia

Dédicace

C'est avec une profonde gratitude que j'adresse ce modeste travail :

***A ma chère Maman,
mon exemple éternelle, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir,
celle pour qui je dois tout et qui je ne rendrais jamais assez.***

***A mon cher père,
En signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement,
conseils, sacrifices et aide durant toute ma période d'étude.***

***A mes chers sœurs, Kenza ; Imene ; Melissa ; Amel ; Ryma et a mon cher
frère Youcef et beau frère Omar pour leurs soutien moral et encouragement.***

A mes chers nièces, Racha ; Melina et neveu hichem que j'adore

A ma cher grand mère et ma tante (nanakheloudja)

A ma chère binôme Assia et à toute sa famille

***A mes chers amis,
Kenza A , Chahira H , Khoukha A , Lisa I ,Djihad B, Houcine H ,Mounir I ,
Lyes B ,Anis K , Amine ch ,Ghani G, Hacene M, pour leurs aide, patience,
compréhension et encouragements.***

A la mémoire de mon ami Saadi Lekhel

FALI Mounia

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I/ Introduction

II/ Situation du projet

III/ Caractéristique

1 / Géométrie de l'ouvrage

2/ Données concernant le site

3/ Etude de sol

4/Règlements techniques utilisés

5/Matériaux utilisés

IV/ Conception de l'ouvrage

IV-1/ Conception architecturale

IV-2/ Conception structurale

IV-2-1/ Structure horizontale

IV-2-2/ Structure verticale

Chapitre II : Evaluation des actions

I/ Introduction

II/ Etude au vent

II-1/ Données relatives au site

II-2/ Principe de calcul

II-3/ Procédure de calcul

II-4/ Détermination de la pression statique due au vent

II-4-1/ Pression dynamique de pointe à la hauteur h

II-4-2/ Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e

II-4-3/ Détermination du coefficient de pression intérieure C_i

III / Etude de la neige :

III-1 / Calcul des charges de neige :

III-1-1 / Charge de neige sur les toitures ou autre surface

•Détermination de la charge S_k

•Détermination du coefficient de forme des toitures(μ)

Chapitre III : EVALUTION DES CHARGES ET SURCHARGES

I / Introduction :

II / Charges permanentes

II-1 / Plancher terrasse inaccessible

II-2/ Plancher étage courant

II-3 / Murs extérieurs

II-4 / Murs intérieur

II-5 / L'acrotère

II-6 / Les escaliers

III / Charges variables

III-1 / Surcharges d'exploitations

III-2 / Surcharges climatiques

III-3 / Effet de la température

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

I / Introduction

II / Pré dimensionnement des Solives

II-1 / Définition des Solives

II-2 / pré dimensionnement des solives plancher terrasse

II-3 / Pré dimensionnement des solives plancher étage courant

III / Pré dimensionnement des poutres

III-1/ poutre principale (plancher terrasse)

III-2 / poutre principale (plancher étage courant)

III-3 / poutre secondaire (plancher terrasse)

IV / Pré dimensionnement des poteaux

IV-1 / Vérification du poteau

V / Conclusion

Chapitre V : Etude du plancher mixte

I / Introduction

II / Caractéristique de la tôle profilée

III/ Etude des solives

III-1/ Avant la prise du béton

III-2 / Après la prise du béton

1/ Plancher étage courant

2/ Plancher terrasse

IV / Calcul de la connexion Acier-béton

IV-1 / Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4

V/ Etude des poutres principales IPE360

V-1 / Vérification au stade de montage

V-2 / Vérification au stade final

Chapitre VI : étude des éléments secondaires

I / Introduction

II / Etude des escaliers

II-1/ Introduction :

II-2 / -Pré-dimensionnement des marches

II-3 / Dimensionnement des éléments porteurs

II-4 / Dimensionnement de limon

II-5 / Pré dimensionnement des limons

II-6 / Etude de la poutre palière des limons

III / Etude de l'acrotère

III-1 / Introduction

III-2 /Calcul à L'ELU

III-2-1 : Evaluation des sollicitations

III-2-2 : Combinaison de charge

III-3 / Ferrailage

III-3-1 : Position du centre de pression

III-3-1-1 Calcul en flexion simple

III-3-1-2 : Vérification a L'ELU

VI / Conclusion

Chapitre VII : Pré dimensionnement des contreventements

I/ Calcul des forces exercées par le vent

I-1 / Calcul des forces a l'aide des coefficients de force

I-2 / Calcul du coefficient de force c_f

I-3 / L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref}

II / Détermination de N_{sd}

- Caractéristiques géométriques de la section
- Classe de la section
- Vérification de l'élément comprimé à la sécurité
- Vérification à la sécurité des éléments tendus

Chapitre VIII : Etudes sismique

I / Introduction

II / Notions de sismologie

III / Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003

- Classification de la zone sismique
- Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)
- Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)

IV / Méthodes de calcul

IV-1 / Principe de la méthode

IV-2 /Modélisation

IV-3 : Nombre des modes considérer (RPA99/2003)

IV -4 : Spectre de réponse de calcul

V / Analyse dynamique

- Définition de la charge sismique
- Définition de combinaison de charges

VI /Vérifications des résultats

- Introduction aux vérifications
- Vérification de la force sismique à la base
- Vérification des déplacements

VII / Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent

- Distribution le l'effort sismique
- Distribution de la force du vent

VIII / Conclusion

Chapitre IX : Vérification des éléments

I / Introduction

II / Méthode de travail

III/ Etapes de modélisation

III -1 /Modélisation géométrique

III-2 / Chargements

III-3 /Combinaison d'action

III-4 / Résultat des vérifications a l'aide du logiciel ROBOT

III-4-1 : Vérification a L'ELS

III-4-1-1 : Vérification des poutres principale

III-4-1-2 : Vérification des poteaux

III-4-1-3 : Vérification des poutres secondaires

III-4-1-4 : Vérification des contreventements

III-4-1-5 : Vérification des poutres pallières

III-4-2 : Vérification a L'ELU

III-4-2-1 : Vérification des poutres principale

III-4-2-2: Verification des poteaux

III-4-2-3 : Verifications des pouters secondaire

III-4-2-4 : Verification des contreventements

III-4-2-5 : Verification des pouters pallière

IV / Conclusion

Chapitre X : Calcul des assemblages :

I / Introduction

- II/ Assemblage poteau-poutre principale
- III / Assemblage poteau-poutre secondaire
- IV / Assemblage poutre principale solive
- V/ Assemblage au niveau du pied de poteau
- VI / Assemblage poteau poutre palière

Chapitre XI : Dimensionnement des fondations

- I/ Introduction
- II/ caractéristique des matériaux
- III / Dimensionnement des fondations
- IV / Etude des semelles
 - IV-1 : Charge a prendre en considération
 - IV-2 : Dimensionnement de la semelle
- V / Calcul du ferrailage
- VI / Condition de non fragilité
- VII / Etude des longrines
 - VII-1 : Dimensionnement de la longrine
 - VII-2 : Calcul du ferrailage
 - VII-3: Calcul d'espacement des cadres

Conclusion Général

Liste des figures

FigureI-1 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

Figure-I-2- Diagramme contrainte-déformation du béton a L'ELU

Figure-I-3- Vue en perspective de la construction

Figure I-4 : les composants d'une dalle mixte

FigureII-1 : Hauteur de référence pour $h \leq b$

Figure II-2 : Légende pour les parois verticales

FigureII-3 : Direction du vent V1

Figure II-4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Figure II-5 : Légende pour les toitures plates

Figure II-6 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

Figure II-7 : Direction du vent V2

Figure II-8: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Figure II-9 : Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

Figure V-1 : Eléments constructifs d'un planché mixte

Figure V-2 : Dimensions de la TN40

Figure V-3 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure V-5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure VI-1: vue en plan de l'escalier

Figure VI -2: Disposition des cornières

Figure VI-3: charges repris par la cornière

Figure VI-5 : Distribution des charges sur un limon

Figure VII -1: coupe verticale

Figure VI-7 : Diagramme des moments et effort

Figure VIII-1 : période donné par etabs

Figure IX -1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

Figure IX -2 : Vue en 3D de la structure

Figure IX -3 : Vue en Vue en plan du plancher

Figure IX-4 : Vue en élévation de la face long pan

Figure IX-5 : Vue en élévation de la face pignon

Figure IX-6 : Diagrammes des moments

Figure XI -1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

FigureXI-2 : Dimensionnement de la semelle

FigureXI -3 : Ferrailage des semellesisolées

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Etapes de calcul des actions due au vent [03]

Tableau II-2 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)[03]

Tableau II-3 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013)[03]

Tableau II-4 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Tableau II-5 : valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture

Tableau II-6 : Force extérieure sur le bâtiment

Tableau II-7 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Tableau II-8 : valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture

Tableau II-9 : Force extérieure sur le bâtiment

Tableau III-1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Tableau III-2 : Charge permanente d'un plancher d'étage courant.

Tableau III-3 : charges permanentes des murs extérieures.

Tableau IV-1 : Caractéristique du profilé IPE220

Tableau IV-2 : chargement poutre principale (plancher terrasse).

Tableau IV-3 : Caractéristique du profilé IPE360

Tableau IV-4 : chargement poutre principale (plancher étage courant).

Tableau IV-5 : résultats du pré-dimensionnement

Tableau V-1 : Caractéristiques du bac d'acier TN 40

Tableau V-2 : évaluation des charges.

Tableau V-3 : évaluation des charges.

Tableau V- 4 :évaluation des charges.

Tableau V -5 :Evaluation des charges.

Tableau V-6 : évaluation des charges.

Tableau VI-1 : Caractéristique et dimension de L 50 x 50 x 5

Tableau VI-2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200

Tableau VI-3 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

Tableau VI-4: Dimension et caractéristique de l'IPN180

Tableau VI-5: Dimension et caractéristique de l'IPN240

Tableau VIII -1 : valeurs de l'amortissement

Tableau XI-1 : effort normal

Notations

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000\text{ MPa}$).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe4).
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.

f_u Contrainte de rupture d'une pièce.
 f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.
 f_y Limite d'élasticité d'une pièce.
 ε Déformation linéaire unitaire.
 ε_y Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
 σ Contrainte normale.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
 k_s Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
 m Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
 n Nombre de boulons.
 β_M Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
 β_w Facteur de corrélation (soudure).
 ε Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 η Facteur de distribution de rigidité (flambement).
 λ Elancement.
 λ Elancement réduit.
 λ_{LT} Elancement de déversement.
 u Coefficient de frottement.
 χ Coefficient de réduction de flambement.
 χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement.

Caractéristiques géométriques :

A Section brute d'une pièce.
 A_{eff} Section efficace d'une pièce (classe 4).
 A_{net} Section nette d'une pièce.
 A_s Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
 I_t Moment d'inertie de torsion.

I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
Dl	Largeur de déversement d'une poutre.
kl	Longueur de flambement.
r	Rigidité d'une barre
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre.
α	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1,25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1,50$	Résistance des boulons au à la traction.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).

Les termes lues dans la note de calcul de ROBOT:

f_y résistance du matériau.

g_{M0} coefficient de sécurité partiel.

g_{M1} coefficient de sécurité partiel.

Paramètres de l'analyse de flambement :

L longueur de flambement de la barre.

λ_y élancement de la barre.

$\lambda_{y,r}$ élancement relatif de la barre.

χ_y coefficient de flambement.

β_{My} coefficient dépendant du diagramme des moments.

μ_y coefficient pour le calcul de k_{fy} .

η_y coefficient de réduction en flexion.

Paramètres de l'analyse de déversement

$L_{D,sup}$ longueur de déversement de la semelle supérieure

$L_{D,inf}$ longueur de déversement de la semelle inférieure

C_1 coefficient pour le calcul de M_{cr} .

C_2 coefficient pour le calcul de M_{cr} .

M_{cr} moment critique pour le déversement.

λ_{LT} élancement fictif de la barre pour le déversement.

χ_{LT} coefficient de déversement.

β_{MLT} coefficient dépendant du diagramme des moments.

μ_{LT} coefficient pour le calcul de k_{LT} .

η_{LT} coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N_{sd} effort axial N_{sd} .

$M_{y,ed}$ moment fléchissant $M_{y,ed}$.

$V_{z,ed}$ effort de cisaillement $V_{z,ed}$.

Efforts limites

$N_{t,Rd}$ résistance ultime plastique en traction.

$M_{b\cdot rd}$	moment ultime pour le déversement.
$M_{ply\cdot rd}$	moment ultime plastique.
$M_{ely\cdot rd}$	moment ultime élastique.
$V_{ply\cdot rd}$	résistance ultime en cisaillement.
$M_{plz\cdot rd}$	moment ultime plastique.
$V_{plz\cdot rd}$	résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERE LOCAL) :

U_y	flèche de la barre en y.
u_y	max flèche admissible de la barre en y.
$u_{inst,y}$	flèche due aux charges variables en y.
$u_{inst,max,y}$	flèche admissible due aux charges variables en z.
u_z	flèche de la barre en z.
$u_z\ max$	flèche admissible de la barre en z .
$u_{inst,z}$	flèche due aux charges variables en z.
$u_{inst,max,z}$	flèche admissible de la barre en z.

Déplacements (REPERE GLOBAL) :

v_x	déplacement de la barre en X.
$v_x\ max$	déplacement admissible de la barre en X.
v_y	déplacement de la barre en Y.
$v_y\ max$	déplacement admissible de la barre en Y .

Introduction général :

La construction métallique présente le type le plus récent des constructions, elle donne au concepteur la liberté dans les dimensions, la forme, le temps, et la sécurité. Avec ces avantages la construction métallique a pris sa place, et on remarque que toutes les infrastructures industrielles sont construites avec ce type de construction.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structuraux.

Les avantages et les inconvénients de l'acier sont :

Avantage :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.

- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

Le principe de ce présent travail est l'étude et la conception d'un bâtiment R+1 a usage d'habitation

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I/ Introduction :

Notre projet consiste à étudier et dimensionner un bâtiment en R+1 en charpente métallique à usage d'habitation, d'une façon a assuré la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages durant et après la réalisation avec un cout estimable.

II/ Situation du projet :

L'ouvrage étudié est un bâtiment (R+1) implanté à la commune d'**Akkboula** wilaya de **Béjaia** qui est une ville située à 400m d'altitude, elle est classée selon le RPA comme zone de moyenne sismicité (**zone II-a**) **RPA2003 [01]**

III/ Caractéristique :

1 / Géométrie de l'ouvrage :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- ✓ Hauteur total : 6,00m
- ✓ Largeur total : 9.85m
- ✓ Hauteur du RDC : 3 m
- ✓ Hauteur de l'étage : 3 m
- ✓ Longueur total : 25.86 m

2/ Données concernant le site :

- ✓ Altitude : 400m
- ✓ Zone de neige : A
- ✓ Zone du vent : I
- ✓ Catégorie du terrain : III
- ✓ Site plat

3/ 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 qui est de : $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

4/Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **DTR.BC.2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- **CCM97** : Règles de conception des Structures en aciers.
- **(RPA 99 _ version 2003)** : Règles Parasismiques ALGERIENNE version 2003.
- **RNV 2013** : Règlement Neige et Vent.
- **(BAEL91_modifié99)** : Calcul des Structures en béton.
- **EUROCODE 3** : (calcul des structures métalliques).
- **EUROCODE 4** : (calcul des structures mixtes)

5/Matériaux utilisé :

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- ✓ Acier
- ✓ Béton
- ✓ Brique creuses
- ✓ Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol
- ✓ Mortier, plâtre pour le revêtement des murs

On présente les caractéristiques des principaux matériaux :

•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), l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés

✓ Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Euro code 02).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier **S 275**

✓ 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 la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement relatif ultime doit être supérieure ou égal à **15%**.

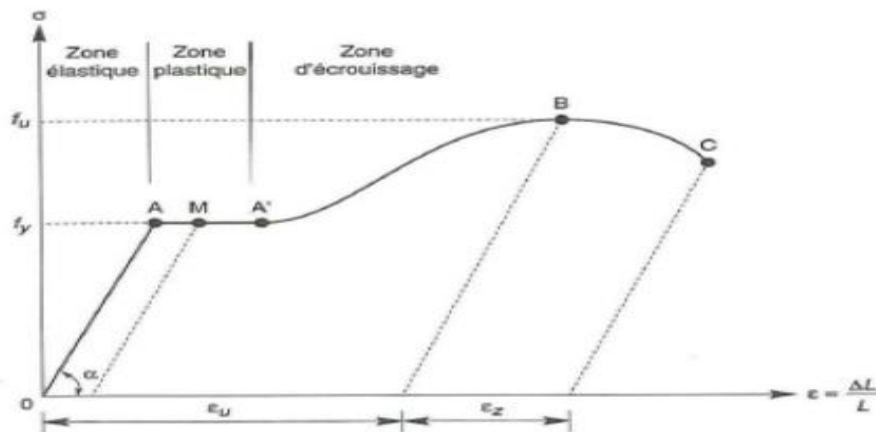


Figure I-1 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

ϵ_u : Allongement a rupture

ϵ_z : Allongement de striction

✓Propriétés mécaniques :

- Masse volumique : **7850Kg/m³**
- Module d'élasticité longitudinal : **E = 210000 MPa.**
- Module d'élasticité transversale $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de Poisson : **$\nu = 0,3$**
- Coefficient de dilatation thermique : $12 \times 10^{-6} [K^{-1}]$

•Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sables, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle » on y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

✓ Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours : **$f_{c28}=25 \text{ MPa}$** .
- La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
 $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$.

- Poids volumique : **2500 Kg/m^3**
- Module d'élasticité : $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$
 $E = 32164,2 \text{ MPa}$

✓ **Contraintes limites ultime :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :
 $f_{bu} = 0.85.f_{cj}/\gamma_b$ (BAEL 99 :Art A.4.3,41)

✓ **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillements selon le (BAEL 99 :Art A.5.1,211) prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

✓ **Coefficient de Poisson:**

Selon le (BAEL 99 :Art A.2.1,3), les valeurs sont les suivantes:

- $\nu = 0$ à l'ELU
- $\nu = 0.2$ à l'ELS

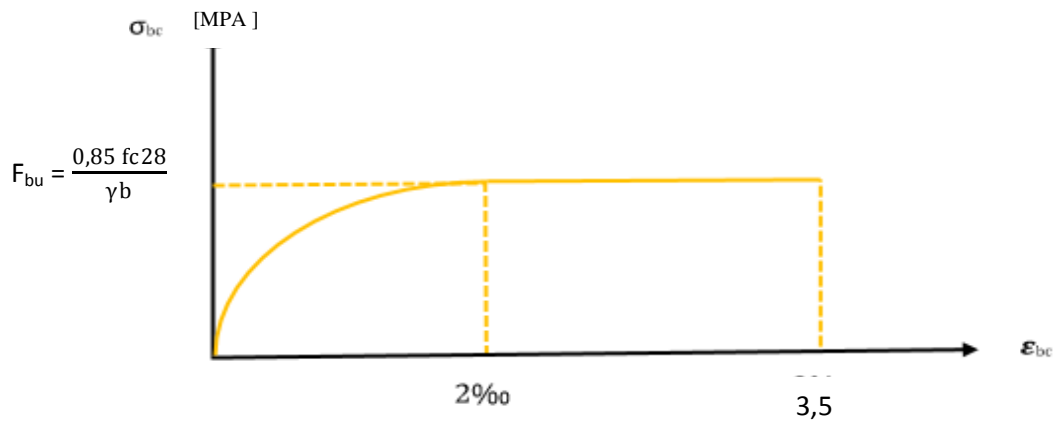


Figure-I-2- Diagramme contrainte-déformation du béton a L'ELU

IV/ Conception de l'ouvrage :

IV-1/ Conception architecturale :

Notre bâtiment est rectangulaire composé d'un RDC et un étage à usage d'habitation

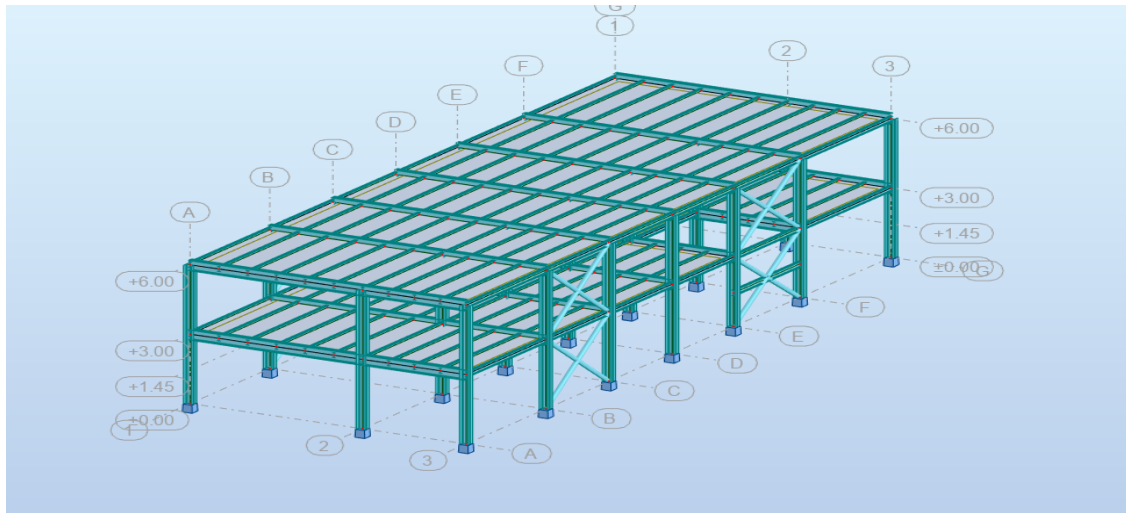


Figure-I-3- Vue en perspective de la construction

IV-2/ Conception structurale :

IV-2-1/ Structure horizontale:

Dans ce projet, la structure horizontale est désignée par un plancher courants mixte et une terrasse

Définition d'une dalle mixte :

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant, un treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température

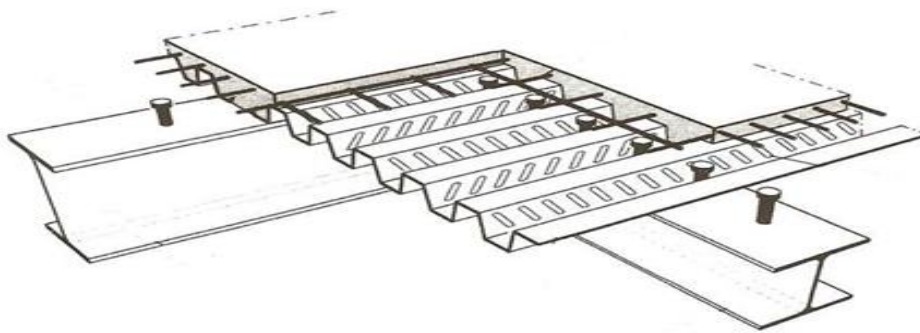


Figure I-4 : les composants d'une dalle mixte

IV-2-2/ Structure verticale:

a) La stabilité :

La stabilité de la structure est assurée par deux types de contreventement, palée triangulée en X dans le sens longitudinale, et des portiques auto stable ductile dans le sens transversale

b) Les escaliers :

Un escalier est un élément de circulation verticale composé d'une série de marches.

Il peut être de différentes formes: **droit, demi-tournant, 1/4 tournant...** avec ou sans palier intermédiaire.

il existe avec ou sans contremarche.

Dans notre structure l'escalier est constitué par une série de marches et contremarches (volée) et d'un palier permettant de relier les étages de la construction.

c) Les murs :

- Les murs de façade sont réalisés en double paroi avec brique creuses d'épaisseur 10 à 15cm, qui seront séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- Les murs intérieurs sont réalisés en BA13.

d) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de : 55cm

e) les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Chapitre II :

Evaluation des

actions

Chapitre II : Evaluation des actions

I/ Introduction :

Dans ce chapitre on opte pour l'étude et le calcul des actions climatiques « neige et vent » sur notre structure et ces différentes parties.

II/ Etude au vent :

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[03]

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

- ✓ De la région.
- ✓ Du 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

II-1/ Données relatives au site :

- ✓ Catégorie du terrain III
 - ✓ Site plat : $CT = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [03]
 - ✓ Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013) [03]
 - ✓ $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$: Pression dynamique de référence (Tableau 2.2. RNV2013) [03]
 - ✓ $KT = 0,215$ (facteur de terrain)
 - ✓ $Z_0 = 0,3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
 - ✓ $Z_{min} = 5 \text{ m}$ (hauteur minimale)
 - ✓ $\xi = 0,61$ coefficient utilisé pour le calcul de C_d
- } (Tableau 2.4. RNV2013) [03]

II-2/ Principe de calcul :

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

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté à la figure II-1-

Pour un vent perpendiculaire :

- ✓ Au pignon (sens V_1 du vent).
- ✓ Au long-pan (sens V_2 du vent).

II-3/ Procédure de calcul :

Le tableau 2.1 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre dans le RNV 2013[03]

Tableau II-1 : Etapes de calcul des actions due au vent [03]

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

II-4/ Détermination de la pression statique due au vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) [daN/m^2]$$

II-4-1/ Pression dynamique de pointe à la hauteur h :

$$q_h = q_{ref} \times C_e \quad \text{Avec :} \quad q_{ref} = 37,5 daN/m^2$$

• Coefficient d'exposition au vent à la hauteur h :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule suivante :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v]$$

• Intensité de la 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 les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} I_z = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour : } z \geq z_{\min} \\ I_z = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Pour : } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Où:

- ✓ $C(z)$: est le coefficient de topographie (Cf.§.2.4.5).
- ✓ Z_0 (en m) : est le paramètre de rugosité (Cf. tableau 2.4).
- ✓ Z_{\min} : est la hauteur minimale (Cf. tableau 2.4).

•Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $Cr(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\begin{cases} Cr = K_T \times \ln(Z / Z_0) & \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ Cr = K_T \times \ln(Z_{\min} / Z_0) & \text{Pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

• Z : hauteur considéré

Telle que :

- ✓ $Z_0=0,3\text{m}$
- ✓ $Z_{\min}=5\text{m}$

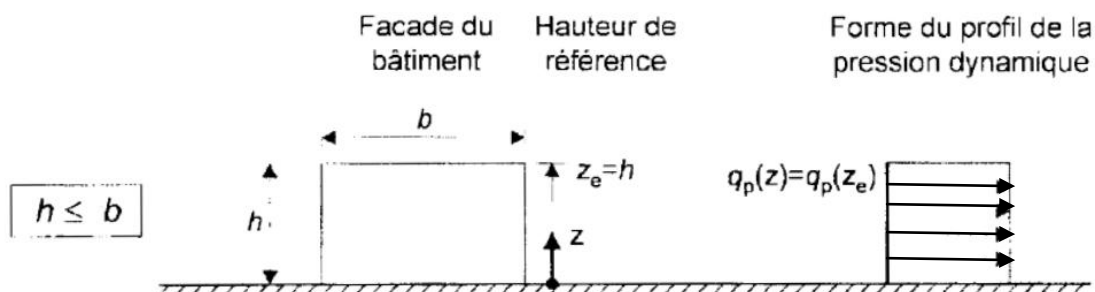
•Hauteur de référence :

La hauteur de référence z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction.

On a :

$h = 6,0\text{m}$ hauteur total de la construction

$b = 9,85\text{m}$ largeur total de la construction



FigureII-1 : Hauteur de référence pour $h \leq b$

✱ On considère une bande de hauteur entre **0 et $Z_e = h = 6,0\text{m}$**

D'où :

- $Z_{\min} = 5\text{m} \leq Z = 6,0\text{m} \leq 200 \text{ m}$

- $Z = 6,0\text{m} > Z_{\min} = 5$

Donc :

- $C_r(h = 6,0\text{m}) = K_T \cdot \ln(Z / Z_0) = 0,215 \cdot \ln(6,0 / 0,3) = 0,644$

$$C_r(h=6\text{ m}) = 0,644$$

- $I_v(h = 6\text{ m}) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{5}{0,3}\right)} = 0,355$

$$I_v(h=6\text{ m}) = 0,355$$

- $C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v] = 1^2 \times (0,644)^2 (1 + 7(0,355)) = 1,446$

$$C_{ex} = 1,446$$

- $q_h(h = 6\text{ m}) = q_{\text{ref}} \times C_{ex} = 37,5 \times 1,446 = 54,248$

$$q_h(h = 6\text{ m}) = 54,248 \text{ dan / m}^2$$

II-4-2/ Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e :

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) [03].**

$$\checkmark C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$\checkmark C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \quad \checkmark C_{pe} = C_{pe10}$$

$$\text{si} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec : S est la surface chargée de la paroi considérer

Tableau II-2 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013) [03]

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

✱ Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.55m de hauteur

$$h_p / h = 0,55 / 6,0 = 0,09$$

Tableau II-3 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013) [03]

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		$\pm 0,2$	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		$\pm 0,2$	

• **Sens du vent V1 :**

Parois verticales :

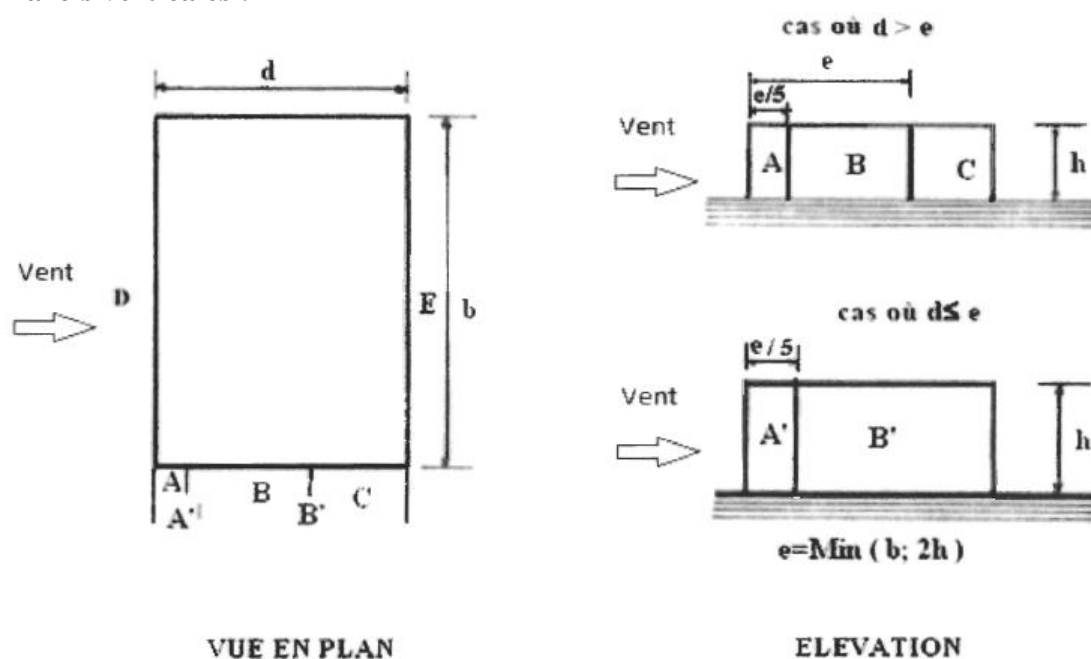
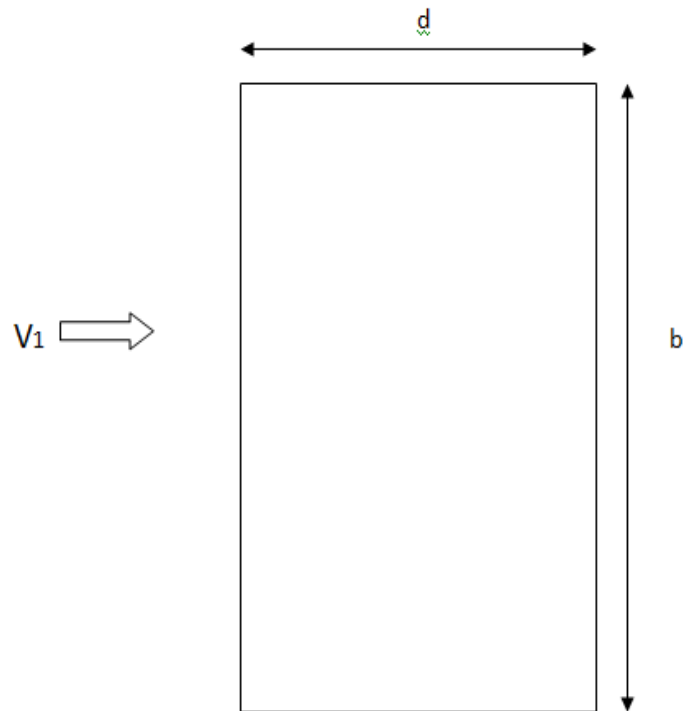


Figure II-2 : Légende pour la paroi verticale

Dans notre cas :



FigureII-3 : Direction du vent V1

- ✓ $b = 25.86$ m (dimension du côté perpendiculaire au vent) V_1
- ✓ $d = 9.85$ m (dimension du côté parallèle au vent) V_1
- ✓ $h = 6,0$ m (hauteur du bâtiment)
- ✓ $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [25.86; 2 \times 6,0] = 12$ m $d = 9.85 \text{ m} \leq e = 12$ m d'où :
- $A = e/5 = 12/5 = 2,4$ m
- $B = d - (e/5) = 7.45$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-4.

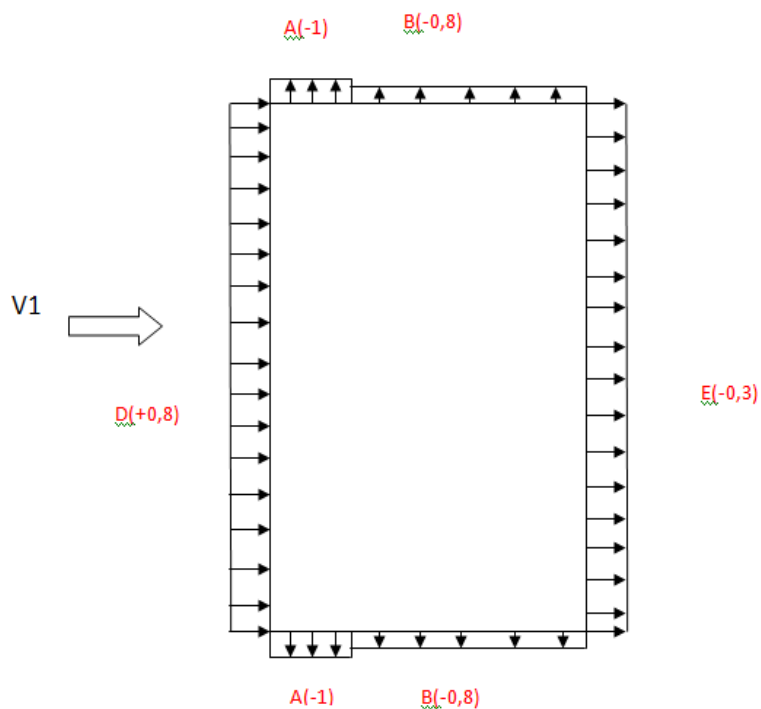


Figure II-4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Versants de toiture :

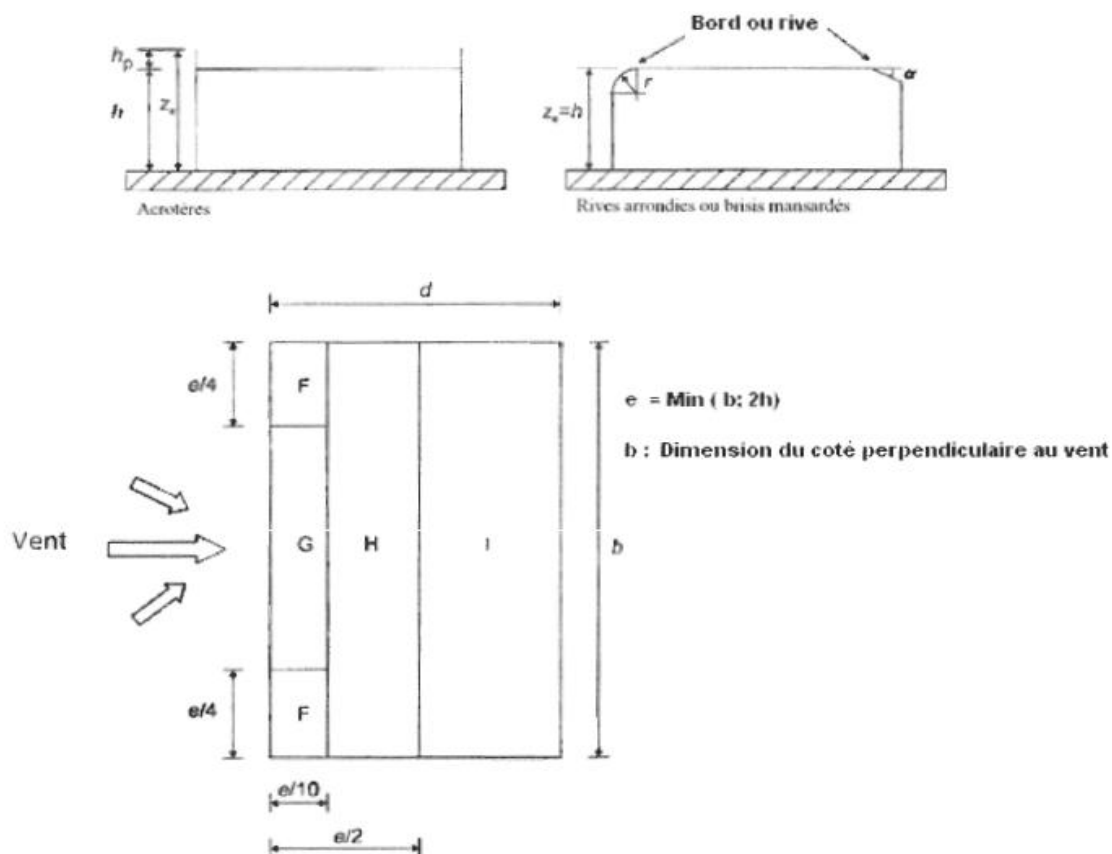


Figure II-5 : Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

✓ $b = 25.86 \text{ m}$

✓ $d = 9.85 \text{ m}$

✓ $h = 6,0 \text{ m}$

✓ $e = \min(b ; 2h) = 12 \text{ m}$ d'où :

- La largeur de la zone F $= e/10 = 12/10 = 1,2 \text{ m}$
- La longueur de la zone F $= e/4 = 3,0 \text{ m}$
- La largeur de la zone G $= e/10 = 12/10 = 1,2 \text{ m}$
- La longueur de la zone G $= 25.86 - (2e/4) = 19,86 \text{ m}$
- La largeur de la zone H $= (e/2) - (e/10) = 4,8 \text{ m}$
- La longueur de la zone H $= b = 25.86 \text{ m}$
- La largeur de la zone I $= d - (e/2) = 3,85 \text{ m}$
- La longueur de la zone I $= b = 25,86 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-6

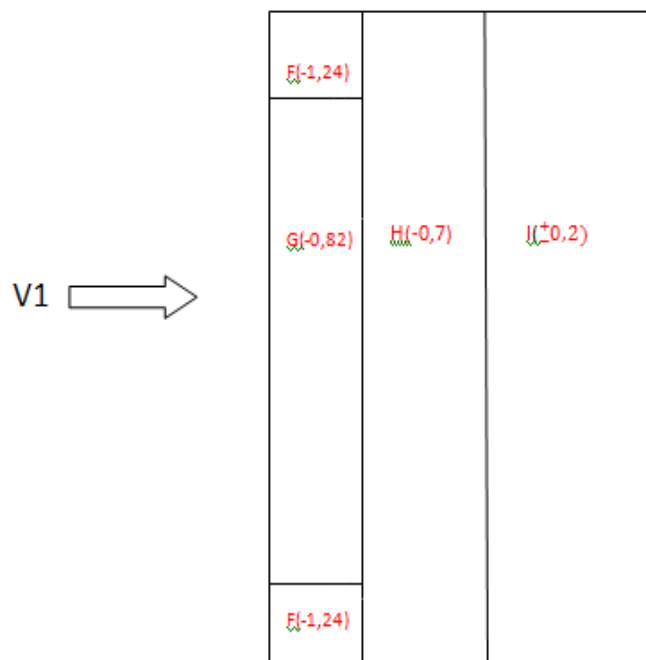


Figure II-6 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

II-4-3/ Détermination du coefficient de pression intérieure C_i :

On utilisera les valeurs extrêmes : $C_i = -0,3$ et $C_i = +0,2$.

*** Valeur de la pression statique du vent :**

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

Sur les parois verticales :

Tableau II-4 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Zone	Cpe	Cpi	Cr = Cpe - Cpi	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
D	+0 ,8	+0,3	0,5	54.248	27,124
		-0,2	1		54,248
E	-0,3	+0,3	0	54.248	0
		-0,2	-0,1		-5,424
A	-1	+0,3	-1,3	54.248	-70,522
		-0,2	-0,8		-43,398
B	-0,8	+0,3	-1,1	54,248	-59,672
		-0,2	-0,6		-32,548

Versant de toiture :**Tableau II-5 :** valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture

Zone	Cpe	Cpi	Cr= Cpe - Cpi	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
F	-1 ,24	+0,3	-1,54	54.248	-83,5419
		-0 ,2	-1,04		-56,417
G	-0,82	+0,3	-1,12	54.248	-60,757
		-0,2	-0,62		-33,633
H	-0,7	+0,3	-1	54.248	-54,248
		-0,2	-0,5		-27,,124
I	+0,2	+0,3	-0,1	54.248	-5,4248
	-0,2		-0,5		-27,124
	+0,2	-0,2	0,4		21,699
	-0,2		0		0

Tableau II-6 :Force extérieure sur le bâtiment

	Zone	Ze (m)	Surface (m2)	Ph (daN/m2)	Force totale (kN)
Paroi vertical	D	6,0	155.16	27,124	42,085
				54,248	84,171
	E	6,0	155.16	0	0
				-5,424	-8,415
	A	6,0	14,4	-70,522	-10,115
				-43,398	-6,249
	B	6,0	44.7	-59,672	-26,673
				-32,548	-14,548
Versant de toiture	F	6,0	3.6	-83,542	-3,007
				-59,417	-2,031
	G	6,0	23.832	-60,757	-14,479
				-33,633	-8,015
	H	6,0	142.128	-54,248	-67,336
				-27,124	-38,550
	I	6,0	99.561	-5,425	-5,401
				-27,124	-27,005
				21,699	21,603
				0	0

• **Sens du vent V2 :**

Parois verticales

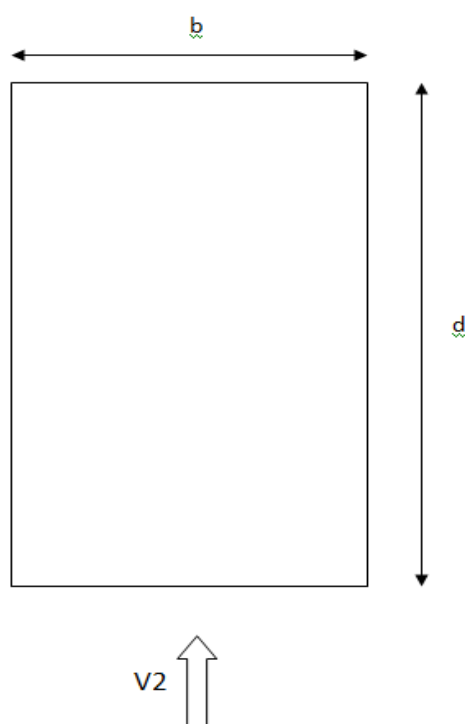


Figure II-7 : Direction du vent V2

✓ $b = 9,85$ m (dimension du côté perpendiculaire au vent)
 ✓ $d = 25,86$ (dimension du côté parallèle au vent)
 ✓ $h = 6,0$ m (hauteur du bâtiment)
 ✓ $e = \text{Min}[b ; 2h] = \text{Min}[9,85 ; 2 \times 6,0] = 9,85$ m $\rightarrow d = 25,86 \text{ m} > e = 9,85$ d'où :
 $A = e/5 = 12/5 = 1.97$ m
 $B = e - (e/5) = 7.88$ m
 $C = d - e = 25,86 - 9,85 = 16.01$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-8.

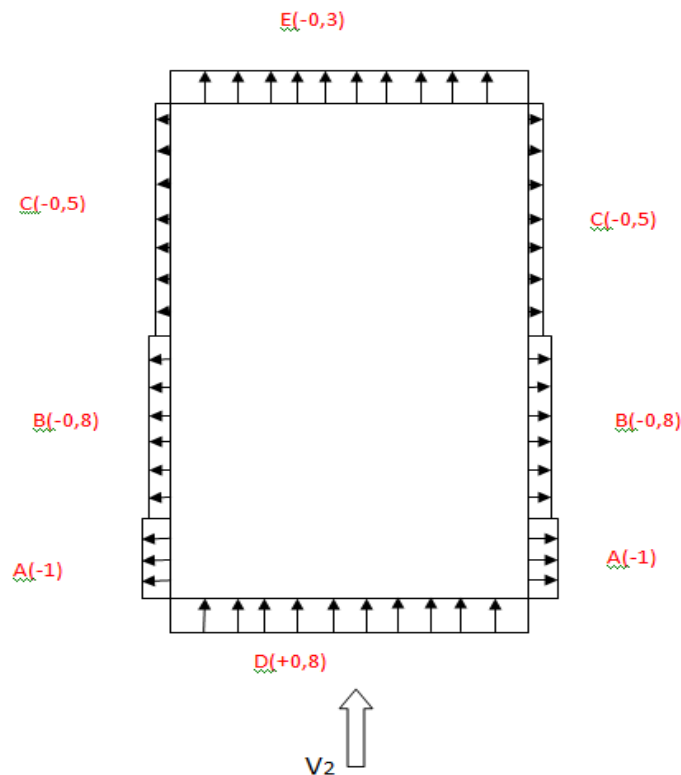


Figure II-8: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Versants de toiture :

Dans notre cas :

- ✓ $b = 9,85$ m
- ✓ $d = 25,86$ m
- ✓ $h = 6,0$ m
- ✓ $e = \text{min}(b ; 2h) = 9,85$ m d'où :
 - La largeur de la zone F $= e/10 = 9,85/10 = 0,985$ m
 - La longueur de la zone F $= e/4 = 2,462$ m
 - La largeur de la zone G $= e/10 = 9,85/10 = 0,985$ m
 - La longueur de la zone G $= 9,85 - (2e/4) = 4,926$ m

- La largeur de la zone H= $(e/2)-(e/10) = 3,94\text{m}$
- La longueur de la zone H= $b = 9,85\text{m}$
- La largeur de la zone I= $d-(e/2) = 20,935\text{m}$
- La longueur de la zone I= $b = 9,85\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-9.

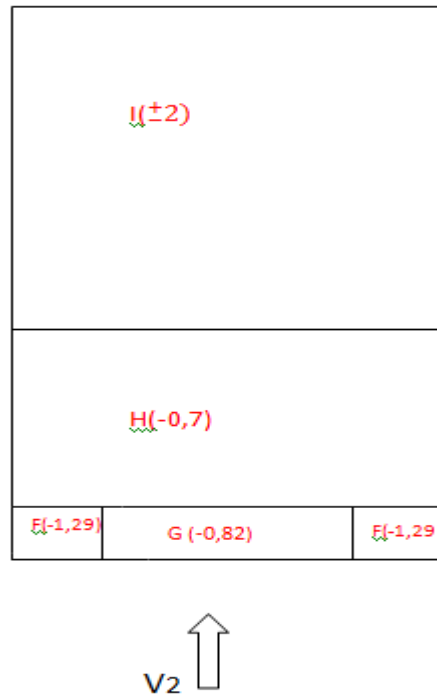


Figure II-9 : Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

*** Valeur de la pression statique du vent :**

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

Sur les parois verticales :

Tableau II-7 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_r = C_{pe} - C_{pi}$	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
D	+0,8	+0,3	0,5	54,248	27,124
		-0,2	1		54,248
E	-0,3	+0,3	-0,6	54,248	-32,548
		-0,2	-0,1		-5,424
A	-1	+0,3	-1,3	54,248	-70,522
		-0,2	-0,8		-43,398

B	-0,8	+0,3	-1,1	54,248	-59,672
		-0,2	-0,6		-32,548
C	-0,5	+0,3	-0,8	54,248	-43,398
		-0,2	-0,3		-16,274

Versant de toiture :

Tableau II-8 : valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture

Zone	Cpe	Cpi	Cr= Cpe - Cpi	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
F	-1 ,24	+0,3	-1,54	54,248	-80,541
		-0 ,2	-1,04		-56,417
G	-0,82	+0,3	-1,12	54,248	-60,757
		-0,2	-0,62		-33,633
H	-0,7	+0,3	-1	54,248	-54,248
		-0,2	-0,5		-27,124
I	+0,2	+0,3	-0,1	54,248	-5,424
	-0,2		-0,5		-27,124
	+0,2	-0,2	0,4		21,699
	-0,2		0		0

Tableau II-9 :Force extérieur sur le bâtiment

	Zone	Ze (m)	Surface (m2)	Ph (daN/m2)	Force totale (kN)
Paroi vertical	D	6	59.1	27,124	16,03
				54,248	32,06
	E	6	59.1	-32,548	-19,235
				-5,424	-3,205
	A	6,0	11.82	-70,522	-8,335
				-43,398	-5,129
	B	6,0	47.28	-59,672	-28,212
				-32,548	-15,388
	C	6,0	96.06	-43,398	-41,688
				-16,274	-15,632

Versant de toiture	F	6,0	2.425	-80,541	-1,953
				-56,417	1,368
	G	6,0	4.852	-60,757	-2,947
				-33,633	1,631
	H	6,0	38.809	-54,248	-21,053
				-27,124	-10,526
	I	6,0	206.209	-5,424	-11,184
				-27,124	-55,932
				21,699	44,745
				0	0

III / Etude de la neige :

Le RNV 2013 [03] définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre, notre projet est implanté dans une zone de 400m d'altitude.

III-1 / Calcul des charges de neige :

Données du site :

- ✓ Zone : A
- ✓ Altitude : 400m

III-1-1 / Charge de neige sur les toitures ou autre surface :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surfaces soumis à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu.S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

• S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

• μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

•Détermination de la charge S_k :

La valeur de S_k en KN/m^2 est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

- Zone A : $S_k = \frac{0,07H+15}{100}$
- Zone B : $S_k = \frac{0,04H+10}{100}$
- Zone C : $S_k = \frac{0,0325H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

Notre projet est implanté dans la région d'**Akkbou** wilaya de **Béjaia** . selon RNV 2013 [03]
la zone de neige de cette région est la **zone A**.

$$\text{On aura : } Sk = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07*400+15}{100} = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

•Détermination du coefficient de forme des toitures(μ) :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_i	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Dans notre projet on a une toiture plate ($\alpha=0^\circ$) donc : $\mu=0,8$. (RNV 2013 [03] page 25)

On aura :

$$S = 0,8 \times 0,43 = 0,344 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 34,4 \text{ daN / m}^2$$

Chapitre III :
EVALUATION DES
CHARGES ET
SURCHARGES

Chapitre III : EVALUTION DES CHARGES ET SURCHARGES

I / Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique. . Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations » [04] .

II / Charges permanentes :

II-1 / Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III-1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Type	Charges permanents
Protection gravier roulée (5 cm)	$0,05 \times 1700 = 85 \text{ daN /m}^2$
Etanchéité multicouche (5 cm)	$0,05 \times 600 = 12 \text{ daN /m}^2$
Forme de pente en béton (10 cm)	$0,1 \times 2200 = 220 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	15 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
	G= 658 daN /m²

II-2/ Plancher étage courant :

Tableau III-2 : Charge permanente d'un plancher d'étage courant.

Type	Charges permanents
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40 \text{ daN /m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	15 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²
	G= 511 daN /m²

II-3 / Murs extérieurs :

Tableau III-3 : charges permanentes des murs extérieures.

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan / m ²)
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse	10	90
Brique creuse	15	130
Enduit plâtre	2	20
		G= 276 dan / m²

• La charge qui revient au mur extérieur est répartie par **m²** de la surface vertical , alors pour la rendre par **ml** , on la multiplie par la hauteur .

- Pour le plancher étage courant : $G = 2,76 \times (3,06 - h)$
- Avec : h= hauteur de la solive

II-4 / Murs intérieur :

Panneau sandwich **LL35** \longrightarrow **G = 10,9 daN / m²**

II-5 / L'acrotère:

• La charge de l'acrotère est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

Avec : γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/ m³

S: surface de l'acrotère

$$D'où: G = 2500 \times [0,1 \times 0,55 + 0,1 \times 0,1 - (\frac{0,1 \times 0,02}{2})]$$

$$G = 160 \text{ daN}$$

II-6 / Les escaliers :

Volée :

- Tôle striée
- Mortier de pose
- Revêtement (carrelage)
- Garde corps

Palier :

- Tôle TN40
- Dalle en Béton
- Mortier de pose
- Revêtement (carrelage)

III / Charges variables :

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

III-1 / Surcharges d'exploitations :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (« Charges permanentes et charges d'exploitations » [04]).

- Plancher terrasse inaccessible.....100 daN/m²
- Plancher étage courant.....150 daN/m²
- Acrotère.....100 daN/m²

III-2 / Surcharges climatiques :

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

III-3 / Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

Chapitre IV : Pré- dimensionnement des éléments

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

I / Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives), on pré-dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification faite selon la condition de résistance.

II / Pré dimensionnement des Solives :

II-1 : Définition des Solives :

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7\text{m} \leq L \leq 1.50\text{m}$$

Pour le cas le plus défavorable, On opte pour une distance de $L = 6\text{m}$ (la poutre la plus longue)

Et un écartement de $e = 1\text{m}$

II-2 : pré dimensionnement des solives plancher terrasse :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 6,58 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Charge de neige : $s = 34,4 \text{ daN/m}^2$

A / Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \quad \text{Pour } l \leq 250 \quad \text{Pour planchers en général}$$

Avec :

✓ q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (6,58+1) = 7,58 \text{ kN/m}^2$$

✓ Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive

$$q = 7,58 \times 1 = 7,58 \text{ KN/ml}$$

✓ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

✓ $L = 5,5 \text{ m} = 550\text{cm}$

$$I = \frac{5ql^3 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 7,58 \times 550^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1954,864 \text{ cm}^4 \quad \text{On prend IPE 220}$$

Avec: $I_y = 2772 \text{ Cm}^4$

•Caractéristique du profilé IPE 220 :

Tableau IV-1 : Caractéristique du profilé IPE220

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/ m)	A(cm ²)	h(mm)	r(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE 220	26,2	33,4	220	12	110	9,2	5,9	2772	285	58,1	9,11	205	2,48

B / Vérification à la flèche :

$$•\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2,20 \text{ cm}^4$$

$$•f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 7,58 \times 550^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 1,55 \text{ cm}$$

$f_{max} < \bar{f}$ condition vérifiée

C / La classe de la section transversale :

$$\text{On a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

•Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{110/2}{9,2} = 5,978 < 9\varepsilon = 8,32 \text{ la semelle est de classe 1}$$

•Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - (2(t_f + r))}{t_w} = \frac{220 - (2(9,2 + 12))}{5,9} = 30,10 < 72\varepsilon = 66,55$$

L'âme est de classe 1

La section globale est de classe 1

le calcul peut amener à la plasticité.

D / Calcul de la charge :

- le poids propre du profilé choisit : $P_p = 26,2 \text{ Kg/m} = 0,262 \text{ KN/m}$
- $G = (6,58 + 0,262) \times 1 = 6,842 \text{ KN / m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN / m}^2$
- $q_{ELS} = G + Q = 6,842 + 1 = 7,842 \text{ KN/ m}^2$
- Pour une bande de 1m : $q = 7,842 \text{ kN/m}$
- $Q_{ELS} = q + P_p = 7,842 + 0,262 = 8,104 \text{ KN/m}$
- $Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (6,842) + 1,5(1) = 10,736 \text{ KN/m}^2$

E / Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,736 \times 5,5}{2} = 29,524 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 33,4 \times 10^2 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 12) \times 9,2 = 1480,68 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{1480,68 \times 275}{1,1 \sqrt{3}} = 213,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 29,524 \text{ KN} < V_{pl} = 213,71 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

F / Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q l^2}{8} = \frac{10,736 \times 5,5^2}{8} = 40,595 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{f_y W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 40,595 \text{ KN.m} < M_{pl} = 71,25 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 [05] concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

II-3 / Pré dimensionnement des solives plancher étage courant :

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même

III / Pré dimensionnement des poutres :

III-1/ poutre principale (plancher terrasse) :

A/ Calcul des charges :

Tableau IV-2 : chargement poutre principale (plancher terrasse).

Chargement	G=6,58KN /m ² Pp=0,262 KN/m ² Gs= 0,262x5= 1,31KN/ml	Q=1KN/m ² N=0,344 KN /m ²
Chargement linière	$G_{total}=6,58 \times (\frac{4+5,5}{2}) + 0,262$ $G_{total} = 32,942 \text{ KN/ml}$	$Q_{total}=0,9 \times (1,344) \times \frac{4+5,5}{2}$ $Q_{total} = 13,305 \text{ kN/ml}$
Pondérée	$1,35G+1,5Q=1,35(32,942)+1,5(13,305)= 64,430 \text{ KN/ml}$	
Non pondérée	$G+Q=32,942 + 13,305 = 46,247 \text{ KN/ml}$	

B / Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } \bar{f} \leq l / 250$$

Avec :

- q : la charge non pondérée
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg /cm}^2$
- $L=6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$ (longueur de la poutre la plus longue)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384 EI} = \frac{5 \times 46,247 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 15484,486 \text{ cm}^4 \text{ On prend } \mathbf{IPE 360}$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

Tableau IV-3 : Caractéristique du profilé IPE360

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	P(Kg/ m)	A(cm ²)	h(mm)	r(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE 360	57,1	72,7	360	18	170	12,7	8	16270	1019	191	15	1043	3,79

C / Vérification de la flèche :

- $\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$
- $f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 46,247 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 2,28 \text{ cm}$

$f_{max} < \bar{f}$ condition vérifiée

D / La classe de la section transversale :

•Semelle comprimée :

b=170mm

t_f=12,7mm

C=(b/2)-(r+t_w/2)= 63 mm

C/t_f=63/12,7= 4,96 ≤ 9ε=8,32 donc la semelle est de classe 1.

•Ame fléchi:

d=360 - (2(12,7 + 18))=298,6mm

t_w=8mm

d/t_w=298,6/8=37,325 < 72ε = 66,55 donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe1 le calcul peut amener à la plasticité.

E / Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $V_{sd} < V_{pl,rd}$

- $V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{64,430 \times 6}{2} = 193,29 \text{ KN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \cdot 0,5 \sqrt{3}}$
- $A_v = A - ((2b \times t_f) + (t_w + r)(t_f))$
- $A_v = 72,7 \times 10^2 - ((2 \times 170 \times 12,7) + (8+18)(12,7))$
- $A_v = 2621,8 \text{ mm}^2 = 26,218 \text{ cm}^2$
- $V_{pl,rd} = \frac{26,218 \times 27,5}{1,1 \sqrt{3}} = 378,42 \text{ KN}$

$V_{sd} = 193,29 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 378,42 \text{ KN}$ Condition vérifiée

F / Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

- $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{64,430 \times 6^2}{8} = 289,935 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_m} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 254,75 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 289,935 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 254,75 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

III-2 / poutre principale (plancher étage courant) :

A/Calcul des charges :

Tableau IV-4 : chargement poutre principale (plancher étage courant).

Chargement	$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$ $G_s = G_s = 0,262 \times 5 = 1,31 \text{ KN/ml}$	$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
Chargement linière	$G_{\text{total}} = 5,11 \times \left(\frac{4+5,50}{2}\right) + 0,262$ $G_{\text{total}} = 23,257 \text{ KN/ml}$	$Q_{\text{total}} = 1,50 \times \frac{4+5,50}{2} = 7,125 \text{ KN/ml}$
Pondérée	$1,35G + 1,5Q = 1,35(23,257) + 1,5(7,125) = 42,084 \text{ KN/ml}$	
Non pondérée	$G + Q = 23,257 + 7,125 = 30,382 \text{ KN/ml}$	

B / Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f^-$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \quad \text{et} \quad f^- \leq l / 250$$

Avec :

- q : la charge non pondérée
- Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
- Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- $L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$ (longueur de la poutre la plus longue)

$$I \geq \frac{5ql^4 \times 250}{384 E} = \frac{5 \times 30,382 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 10172,544 \text{ cm}^4 \quad \text{On prend } \mathbf{IPE\ 360}$$

$$I_y = 16270 \text{ cm}^4$$

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse, nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même

III-3 / poutre secondaire (plancher terrasse) :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section (**IPE220**).

IV / Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations, généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens.

$$\text{On a : } \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \leq 25 \quad \longrightarrow \quad i_y \geq \frac{L_f}{25} = \frac{300 \times 0,5}{25} = 6 \text{ cm}$$

Donc : on prends **HEA 240** Avec : $i_y = 10,05 \text{ cm}$

IV-1 / Vérification du poteau :

A / Calcul des charges :

- **Plancher terrasse :**

✓ La surface: $S = (\frac{4}{2} + \frac{5,50}{2}) \times (\frac{3,60}{2} + \frac{6}{2}) = 22,8\text{m}^2$

✓ Poids des solives : $G_s = 0,571 \times (\frac{4+5,50}{2}) = 2,712 \text{ KN}$

✓ Poids des poutres principales : $G_{pp} = 0,571 \times (\frac{6+3,6}{2}) = 2,7408 \text{ KN}$

✓ Poids propre du poteau : $G_{pot} = 0,615 \times 3 = 1,845 \text{ KN}$

✓ Poids du plancher terrasse : $G_t = 6,58 \times 22,8 = 150,024 \text{ KN}$

✓ Charge de la neige : $S = 0,344 \times 22,8 = 7,843 \text{ KN}$

✓ Charge d'exploitation terrasse : $Q = 1 \times 22,8 = 22,8 \text{ KN}$

Donc : $N_t = 1,35(G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot}) + (1,5Q + 1,5 \times S \times 0,67)$

$N_t = 1,35(2,712 + 2,7408 + 150,024 + 1,845) + (1,5 \times 22,8 + 1,5 \times 22,8 \times 0,67)$

$N_t = 269,498 \text{ KN}$

- **Plancher étage courant**

✓ La surface : $S = (\frac{4}{2} + \frac{5,50}{2}) \times (\frac{3,60}{2} + \frac{6}{2}) = 22,8\text{m}^2$

✓ Poids des solives : $G_s = 0,571 \times (\frac{4+5,50}{2}) = 2,712 \text{ KN}$

✓ Poids des poutres principales : $G_{pp} = 0,571 \times (\frac{6+3,6}{2}) = 2,7408 \text{ KN}$

✓ Poids propre du poteau : $G_{pot} = 0,615 \times 3 = 1,845 \text{ KN}$

✓ Poids du plancher étage courant : $G_c = 5,11 \times 22,8 = 116,508 \text{ KN}$

✓ Charge d'exploitation étage courant : $Q = 1,5 \times 22,8 = 34,2 \text{ KN}$

Donc : $N_c = 1,35(G_s + G_{pp} + G_c + G_{pot}) + (1,5Q)$

$N_c = 1,35(2,712 + 2,7408 + 116,508 + 1,845) + (1,5 \times 34,2)$

$N_c = 218,437 \text{ KN}$

B / Calcul de Nsd :

$N_{sd} = N_t + N_c = 269,498 + 218,437 = 487,935 \text{ KN}$

C / Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \text{ Avec : } i_y = 10,05 \text{ cm}$$

$$L_f = 300 \times 0,5 = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{150}{10,05} = 14,92 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} \text{ Avec : } i_z = 6 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm}$$

D / Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = \frac{14,92}{93,9 \varepsilon} \times \sqrt{1} = \frac{14,92}{93,9 \times 0,9244} \sqrt{1} = 0,17$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1 \times \sqrt{\beta_1} = \frac{25}{93,9 \varepsilon} \times \sqrt{1} = \frac{25}{93,9 \times 0,9244} \sqrt{1} = 0,28$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,30 > 0,2 \text{ (Il y'a risque de flambement)}$$

E / Vérification du risque de flambement :

$$N_{sd} < N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \frac{A_x f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 \leq 1,2 \dots\dots\dots(1)$
- $t_f = 12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots\dots\dots(2)$

A partir de (1) et (2) :

- Courbe de flambement **b** pour l'axe y-y. Ce qui nous donne $\gamma = 1,0000$
 - Courbe de flambement **c** pour l'axe z-z. Ce qui nous donne $\gamma = 0,9593$
- $$\chi_{min} = 0,9593$$

Donc :

$$N_{b,rd} = 0,9593 \times 1 \times \frac{0,768 \times 275 \times 10^3}{1,1} = 184185,6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 487,935 \text{ KN} < N_{b,rd} = 184185,6 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

Pour des raisons constructives, on opte pour des **HEA 300**.

V / Conclusion :

Après avoir terminé le pré dimensionnement des élément et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Tableau IV-5 : résultats du pré-dimensionnement

Eléments	Profilé adopté
Solives	IPE220
Poutre principale	IPE360
Poutres secondaires	IPE220
Poteaux	HEA300

Chapitre V : Etude du plancher mixte

Chapitre V : Etude du plancher mixte

I / Introduction :

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui est constituée d'un plan horizontal rigide a pour but de supporter les charges verticales qui sont produites par le poids propre des différents composants ainsi que la charge d'exploitation et de les transmettre aux poteaux et aux palées de stabilité

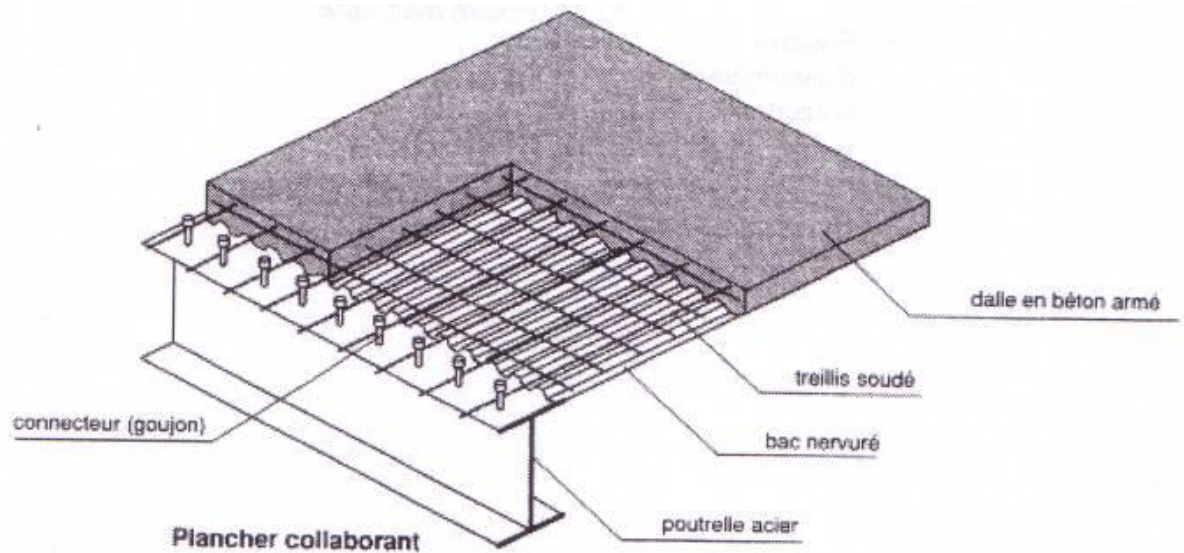


Figure V-1 : Eléments constructifs d'un planché mixte

II / Caractéristique de la tôle profilée :

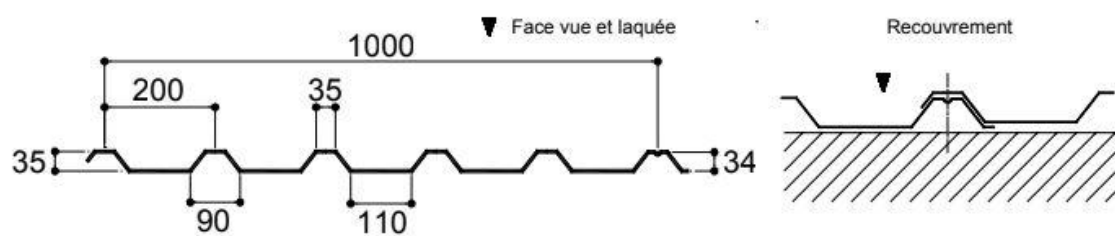


Figure V-2 : Dimensions de la TN40

Tableau V-1 : Caractéristiques du bac d'acier TN 40

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur utile du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m ²)
40	5	250	750	1	0,15

III/ Etude des solives :

III-1/ Au stade de montage :

1) Evaluation des charges :

Tableau V-2 :évaluation des charges.

Charges	Permanente	<p>poids propre de la solive.....$g_s=26,2$ daN/m.</p> <p>poids de la tôle TN 40.....$g_p=13 \times 1,03=13,39$ daN/m.</p> <p>poids propre de la dalle.....$g_c=0,12 \times 2500 \times 1=300$ daN/m</p>	G = 339,59 daN/m
	Exploitation	une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),.... $q=100 \times 1 =100$ daN/m.	Q=100 daN/m
Combinaison	ELU	$q =1,35G+1,5Q$	q = 608,446 daN/m
	ELS	$q =G+Q$	q = 439,59 daN/m

2) vérifications à la résistance(ELU) :

a) Détermination de la classe de la section IPE220 :

- Semelle comprimée :**

$$b=110\text{mm}$$

$$t_f=9,2\text{ mm}$$

$$C=b/2=110 / 2 =55\text{ mm}$$

$$C/t_f=55 / 9,2 = 5,97\text{ mm} < 9\varepsilon = 9 \times 0,924 = 8,32 \text{ donc : la semelle est de classe 1.}$$

- Ame fléchi :**

$$d=h-(2(t_f +r))=177,6\text{ mm}$$

$$t_w= 5,9\text{ mm}$$

$$d/t_w=177,6 / 5,9 = 30,10\text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \times 0,924 =66,52 \text{ donc : l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

b) Vérification de l'effort de tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{608,446 \times 5,5}{2} = 1673,226\text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \text{ Avec :}$$

$$A_v = A - [2b_{xtf} + (t_w + 2r)xtf] = 12,39 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12,39 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 17883,42 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1673,226 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17883,226 \text{ daN} \text{ (Condition vérifié)}$$

c) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{608,446 \times 5,5^2}{8} = 2300,686 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71250 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2300,686 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 71250 \text{ daN.m} \text{ (Condition vérifié)}$$

2) Vérification à l'ELS :

$$f_{max} \leq \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ et } \bar{f} = l / 250$$

$$\bar{f} = 550 / 250 = 2,2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4,3959 \times 550^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 2772} = 0,899 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,899 \text{ cm} < \bar{f} = 2,2 \text{ cm} \text{ (Condition vérifié)}$$

III-2 / Au stade finale :

1) Plancher étage courant :

1-1/ Evaluation des charges :

Tableau V-3 : évaluation des charges.

Charges	Permanente	Cloison de répartition ep= 10 cm90 daN /m2	G = 537.2daN/m
		Revêtement en carrelage (2 cm)40 daN /m2	
		Mortier de pose (2 cm).....40 daN /m2	
		Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m2	
		Poids de la dalle ep (12cm).....300 daN /m2	
		TN40.....15daN /m2	
		Faux plafond.....10 daN /m2	
		Poids de la solive.....26,2daN/m	

	Exploitation	$Q=150 \text{ daN/m}^2$	$Q= 150\text{daN/m}$
Combinaison	ELU	$q =1,35G+1,5Q$	$q = 950,22\text{daN/m}$
	ELS	$q =G+Q$	$q = 687,2 \text{ daN/m}$

1-2 / Caractéristiques de la dalle mixte :

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

$$b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e)$$

avec :

✓ $L_0=L$: la longueur de la solive

✓ $b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e) = \min(1,37 ; 1) = 1\text{m}$

✓ e : entres axes des solives ; $e=1 \text{ m}$

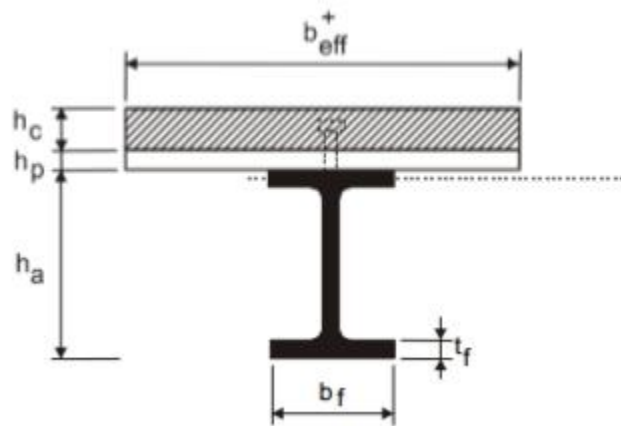


Figure V-3 : La largeur participante de la dalle en béton (beff)

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

Avec :

- A : section de l'IPE220= $33,4 \text{ cm}^2$
- B : section de la dalle en béton = $12 \times 100 = 1200 \text{ cm}^2$

- n : coefficient d'équivalence : n=15

Donc :

$$S = 33,4 + 1200 / 15 = 113,4 \text{ cm}^2$$

1-3/ vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{950,22 \times 5,5}{2} = 2613,105 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_v = A - [2b_{xtf} + (t_w + 2r)xtf] = 12,39 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12,39 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 17883,42 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2613,105 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17883,226 \text{ daN (Condition vérifié)}$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{950,22 \times 5,5^2}{8} = 3593,019 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71250 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3593,019 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 71250 \text{ daN.m (Condition vérifié)}$$

b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

- Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{33,4 \times 2750}{1,1} = 83500 \text{ daN}$$

• **Résistance de la section du béton :**

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$\checkmark h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\checkmark f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 1 \times 250}{1,5} = 161500 \text{ daN}$$

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

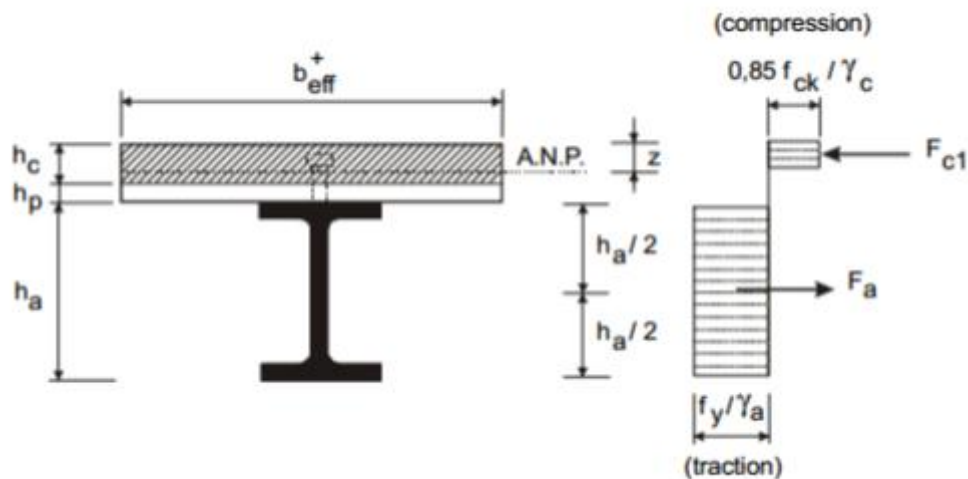


Figure V-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

d'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \cdot \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = 83500 \div 14166,66 = 5,89 \text{ cm}$$

b-2) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{33,4 \times 275 \times 10^2}{1,1} \times \left(\frac{220}{2} + 114 + 4 - \frac{58,9}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = 16578,925 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3593,019 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 16578,925 \text{ daN.m (Condition vérifié)}$$

1-4 / vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \text{ Avec :}$$

✓ L : la portée de la solive.

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

✓ E : module d'élasticité de l'acier.

$$I_y = I_A + A d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

✓ I_A : inertie propre de l'IPE220 ; I_A = 2772 cm⁴

✓ h_c : hauteur de la dalle seul ; h_c = 0,95t = 0,95x12 = 11,4cm

✓ I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 11,4^3}{12} = 12346,2 \text{ cm}^4$

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

$$d = \left(\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right) \div \left(A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \right)$$

$$d = \left(\frac{100 \times 11,4}{14} \left(12 + \frac{22}{2} \right) \right) \div \left(33,4 + \frac{100 \times 11,4}{14} \right)$$

$$d = 16,31 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 2772 + 33,4 \times (16,31)^2 + \frac{12346,2}{14} + \frac{100 \times 11,4}{14} \times \left(\frac{12+18}{2} - 16,31 \right)^2 = 12678,54 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 687,2 \times 10^{-2} \times 550^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 12678,54} = 0,307 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 550 / 250 = 2,2 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

2) Plancher terrasse :

2-1 / Evaluation des charges :

Tableau V- 4 :évaluation des charges.

Charges	Permanente	Protection gravier roulée (5 cm).....85 daN /m2 Etanchéité multicouche (5 cm).....12 daN /m2 Forme de pente en béton (10 cm).....220 daN /m2 Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m2 Poids de la dalle ep (12cm).....300 daN /m2 TN4015 daN /m2 Faux plafond10 daN /m2 Poids de la solive.....26,2daN/m	G = 684,2 daN/m
	Exploitation	$Q=100\text{daN/m}^2$	Q= 100daN/m
	Neige	$N = 34,4 \text{ daN/ m}^2$	N = 34,4 daN/ m
Combinaison	ELU	$q=1,35G+1,5N+1,5\times 0,67\times Q$	q = 1075,77 daN/m
	ELS	$q =G+N+0,67\times Q$	q =785,6 daN/m

2-2 / vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{1075,77 \times 5,5}{2} = 2958,367 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_m 0\sqrt{3}}$$

Et :

$$A_v = A - [2b_{xtf} + (t_w + 2r)xtf] = 12,39 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{12,39 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 17883,424 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2958,367 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17883,424 \text{ daN (Condition vérifié)}$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1075,77 \times 5,5^2}{8} = 4067,755 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 275}{1,1} = 71250 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4067,755 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 71250 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

1-4 / vérifications à l'ELS :

$$f_{max} < \bar{f}$$
$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 785,6 \times 10^{-2} \times 550^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 12678,54} = 0,35 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 550 / 250 = 2,2 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

IV / Calcul de la connexion Acier-béton :

IV-1 / Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4 [06] :

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

1) Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4 :

Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon. Le diamètre ne doit pas être inférieur à **1,25d**. La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à **0,20d** ni la hauteur minimale inférieure à **[0,15×d]**.

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins **1,5d** et d'une hauteur d'au moins **0,4 d**, où d est le diamètre du fût du goujon.

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur **hg=90mm** et de diamètre du fût **d=16mm**

2) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}}$$

avec :

V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

2-1) Calcul de la résistance d'un connecteur :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd}(1) = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ p_{rd}(2) = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right\} \quad \text{(EC4 Formule 6.13 et 6.14).}$$

Avec :

- $d = 16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.
- $F_u = 430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- $F_{ck} = 25\text{ Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
- $E_{cm} = 22000(f_{ck}/10)^{0.3} = 31476\text{ Mpa}$: La valeur moyenne du module sécant du béton.
- $h_g = 90\text{mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.
- $h_g/d = 90/16 = 5,62 > 4$, donc $\alpha = 1$.
- $\gamma_v = 1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

Avec :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} p_{rd}(1) = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 16^2}{4 \times 1,25} = 55332,243\text{ N} \\ p_{rd}(2) = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1,25} = 52685,089\text{ N} \end{array} \right.$$

D'où :

$$P_{rd} = P_{rd(1)} = 55332,243\text{ N}$$

2-2) Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_l = F_{cf} \quad \text{..... (EC4 Formule 6.6)}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_a \times f_y / \gamma_a = 26,2 \times 275 \times 10^2 / 1,1 = 655000\text{ N} \\ 0,85 \times (f_{ck} / \gamma_s) \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times (25 / 1,15) \times 1000 \times 114 = 1011130,43\text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{cf} = 655000\text{ N}$$

- A_a : aire de l'élément structural IPE220 = $26,2\text{ cm}^2$
- f_y : 275 MPa (S275)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

- $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré

D'où :

$$n = \frac{655000}{55332,243} = 11,83 \text{ On opte pour } n=12 \text{ goujons}$$

3) Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) :

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique Lcr. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- ✓ Une section de moment fléchissant maximum.
- ✓ Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

$$\text{Donc : } L_{cr} = \frac{L}{2}$$

$$\text{On aura : } S = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{L}{2n} = \frac{550}{2 \times 12} = 22,91 \text{ cm}$$

V/ Etude des poutres principales IPE360:

V-1 / Vérification au stade de montage :

1) Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs :

C'est l'action des solives au niveau des poutres maitresse, Rs est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right)$$

Avec :

$L_1=5,5$ et $L_2= 4$ longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

Tableau V -5 : Evaluation des charges.

	$q_{sd} \text{ (daN/m)}$	$R_s \text{ (daN)}$	$q_{eq} = R_s / e \text{ (daN/m)}$
ELS	439,59	2088,052	2088,052
ELU	608,446	2890,118	2890,118

2) Vérifications à'ELU:

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2890,118 \times 6}{2} = 8670,354 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Et :

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

- $A_v = 72,7 \times 10^2 - ((2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 18)(12,7))$
- $A_v = 2621,8 \text{ mm}^2 = 26,218 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,rd} = \frac{26,218 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 37842,423 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8670,354 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 37842,423 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifié})$$

c) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2890,118 \times 6^2}{8} = 13005,531 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 254750 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 13005,531 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 254750 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifié})$$

3) vérifications à l'ELS :

$$f_{max} < \bar{f}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} = \frac{5 \times 20,88052 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 1,031 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} < \bar{f} \quad (\text{Condition vérifié})$$

4) Vérification au déversement :

Le déversement est empêché par la tôle soudée sur la poutre, donc la poutre en **IPE360** est vérifiée au stade de montage.

V-2 / Vérification au stade final :

1- Calcul de la réaction des poutres maîtresses sur les solives Rs :

Tableau V-6 : évaluation des charges.

	q_{sd} (daN/m)	Rs (daN)	q_{eq} = Rs / e (daN/m)
ELS	687,2	3264,2	3264,2
ELU	950,22	4513,545	4513,545

2-Caractéristiques de la dalle mixte :

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

beffe=min (2L₀/8 ; e) avec :

L₀=L : la longueur de la poutre principale (6m)

e : entres axes des poutres principales e=5,5m

beffe=min (2L₀/8 ;e)=min(1,5 ; 5,5)=1,5 m

b) Calcul de la section équivalente :

c) $S = A + B/n$

Avec :

A : section de l'IPE360=72,7 cm²

B : section de la dalle en béton =12x150=1800 cm²

n : coefficient d'équivalence : n=15

Donc :

$$S = 72,7 + 1800 / 15 = 192,7 \text{ cm}^2$$

1-3/ vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{4513,545 \times 6}{2} = 13540,635 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_m 0,85}$$

Avec :

$$A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) t_f]$$

$$A_v = 72,7 \times 10^2 - ((2 \times 170 \times 12,7) + (8 + 18)(12,7))$$

$$A_v = 2621,8 \text{ mm}^2 = 26,218 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{26,218 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 37842,423 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 16540,635 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 37842,423 \text{ daN} \text{ (Condition vérifié)}$$

b) Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4513,545 \times 6^2}{8} = 20310,952 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,rd}}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1,1} = 254750 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 20310,952 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 254750 \text{ daN.m} \text{ (Condition vérifié)}$$

b-1) Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z):

• Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{72,7 \times 2750}{1,1} = 181750 \text{ daN}$$

• Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$\checkmark h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\checkmark f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 11,4 \times 150 \times 250}{1,5} = 242250 \text{ daN}$$

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

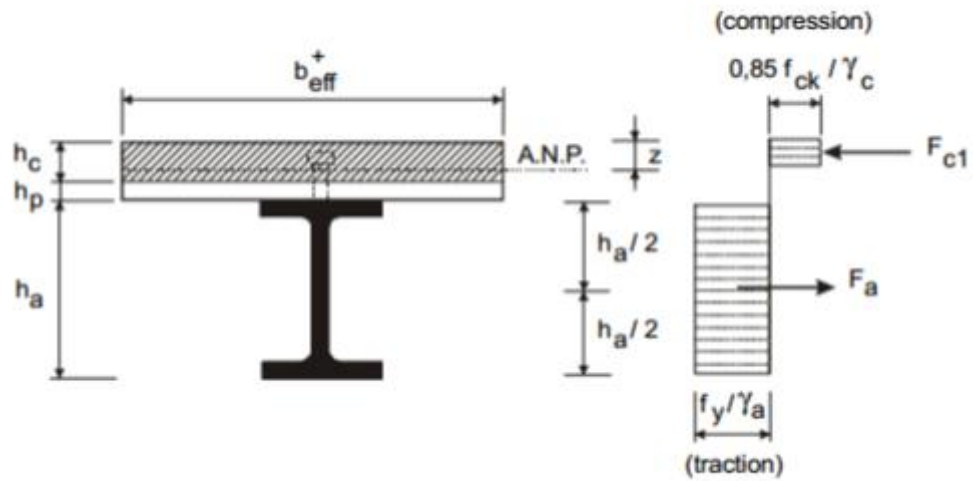


Figure V-5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

d'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} : \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = 181750 \div 21250 = 8,55 \text{ cm}$$

Chapitre VI : étude des éléments secondaires

Chapitre VI : étude des éléments secondaires

I / Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments secondaires de notre structure. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

II / Etude des escaliers :

II-1/ Introduction :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

- ✓ **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ✓ **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ✓ **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- ✓ **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- ✓ **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

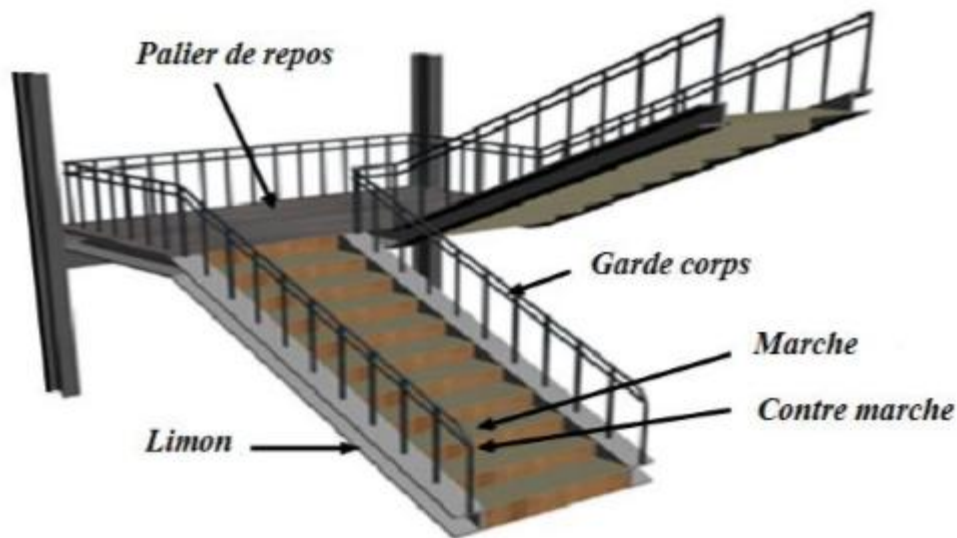


Figure VI-1: vue en plan de l'escalier

II-2 / -Pré-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, le giron(G) et la contre marche (H).

1) Choix des dimensions:

FORMULE DE BLONDEL :

$$59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$$

$$27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

$$16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm}$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

2) Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage : $h = 3.0 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(5.6 \times 4) \text{ m}^2$

La largeur de volée est : $l = 1.7 \text{ m}$

On admet une hauteur de marche $H = 17 \text{ cm}$

nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{300}{17} = 17.64$$

$n = 18$ marches

On répartit ce nombre de marche en 02 volées avec : (9 marches chaque volée)

La largeur d'une marche est : $g = 28 \text{ cm}$

3) Vérification de la formule de BLONDEL :

$2H + G = 2 \times 17 + 28 = 62 \text{ cm}$ ——— formule de BLONDEL est vérifier

II-3 / Dimensionnement des éléments porteurs :

1) Dimensionnement de la cornière (support de marche) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

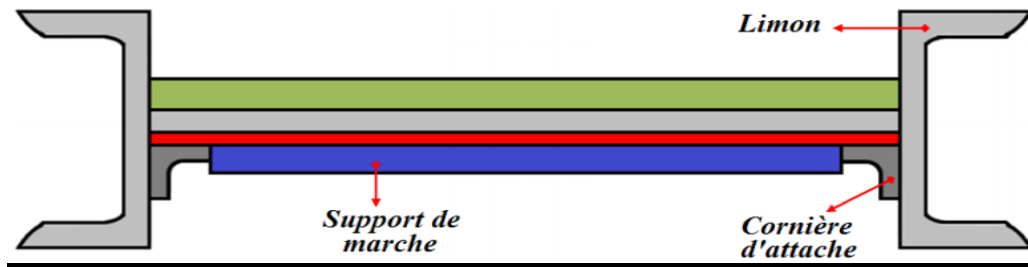


Figure VI -2: Disposition des cornières

La longueur de la marche $L = 1,7$ m

La largeur de la marche $l = G = 0,28$ m

Les cornières sont en acier S275

- $f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

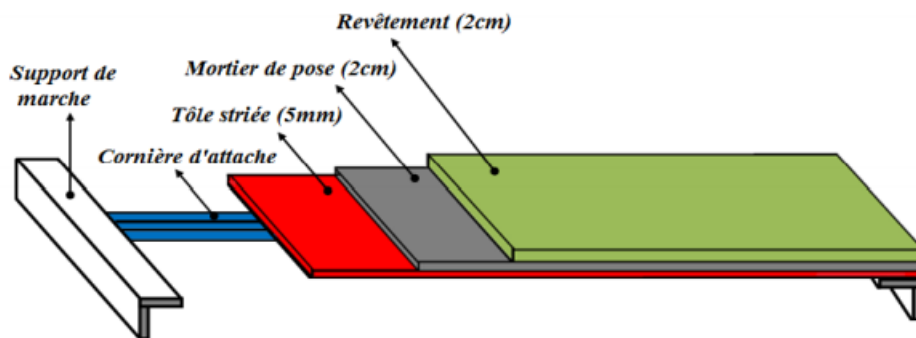


Figure VI-3: charges repris par la cornière

1-a /Détermination de la section de cornière:

- **Evaluation des charges:**

Les charges permanentes :

- Tôle striée (5mm) $G1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,28 = 35 \text{ daN/m}$$

Charges d'exploitation :

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

Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 35 + 70 = 105 \text{ daN/m}$$

1-b / Pré dimensionnement des supports de marches :

- **Condition de flèche :** $f \leq f_{\text{adm}}$

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est $f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$ et la flèche admissible $f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5 q l^3 300}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 105 \times 170^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6} \geq 9,60 \text{ m}^4$$

On adopte la cornière **L 50 x 50 x 5** Avec : **$I_y = 10,96 \text{ cm}^4$**

Tableau VI-1 : Caractéristique et dimension de L 50 x 50 x 5

h=b (mm)	t (mm)	r₁ (mm)	r₂ (mm)	d (mm)
50	5	7	3,5	1,40
A (cm²)	P (daN/m)	I_y=I_z (cm⁴)	W_{el,y}=W_{el,z} (cm³)	i_y=i_z (cm)
4,80	3,77	10,96	3,05	1,51

Donc la charge permanente G devient (**on inclue le poids de la cornière**) :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,28 + 3,77 = 38,77 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 38,77 daN/m}$$

Les combinaisons des charges :

- **ELS :**

$$q = G + Q = 38,77 + 70 = \mathbf{108,77 \text{ daN/m}}$$

- **ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 38,77 + 1,5 \times 70 = \mathbf{157,339 \text{ daN/m}}$$

2) Vérification à la flèche :

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y} \dots\dots\dots \text{Cornière sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 108,77 \times 1700^4}{384 \times 21000 \times 10,96 \times 10^7} = 5,139 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1700}{300} = 5,66 \text{ mm}$$

$$f = 5,139 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5,66 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \dots\dots\dots (EC02).$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{157,339 \times 1,70}{2} = 133,73 \text{ daN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{4,80 \times 2750}{1,1 \sqrt{3}} = 6928,20 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 133,73 \text{ daN} < V_{Pl,Rd} = 6928,20 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

4) Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (EC03)$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{157,339 \times 1,70^2}{8} = 56,83 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{27,5 \times 10^6 \times 3,05 \times 10^{-6}}{1,1} = 76,25 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 56,83 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 76,25 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :

Les cornières L 50 x 50 x 5 convient comme cornière d'attache.

II-4 / Dimensionnement de limon :

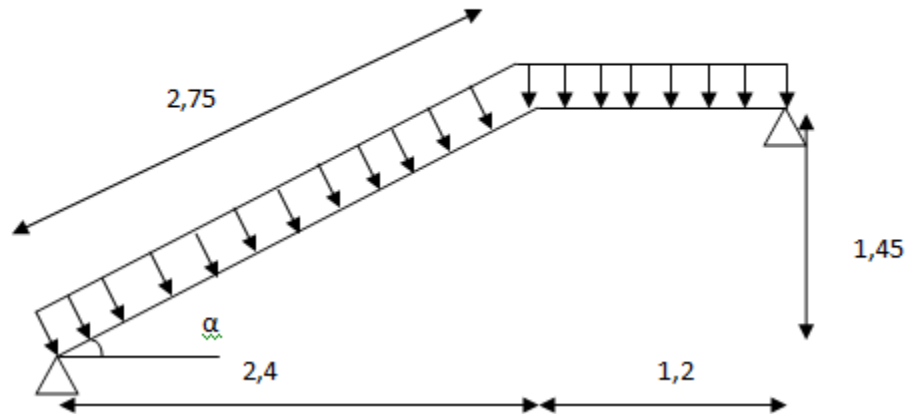


Figure VI-5 : Distribution des charges sur un limon

1) Evaluation des charges :

- Volée :

a) Charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- ✓ Poids des cornières (50 x 50 x 5) :.....3,77daN/m
- ✓ Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m²
- ✓ Mortier de pose :.....40daN/m²
- ✓ Revêtements carrelages :.....40daN/m²
- ✓ Garde-corps (cloison) :.....100daN/m

- Charge totale :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1,70 + 3,77 + 100 = \mathbf{316,27daN/m}$$

- Charge totale pour 1 limon :

$$G = G_T / 2 = 158,135 \mathbf{daN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

pour 1 limon : $Q = 250 \times \frac{1,70}{2} = \mathbf{212,5 daN/m}$

- Palier :

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de solive)

- ✓ Tôle TN40 $G_1 = 15 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Dalle en béton (10cm) $G_2 = 250 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Mortier de pose $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

✓ Revêtement (2cm) $G_4 = 40 \text{ daN/m}^2$

- La charge total:

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (15 + 250 + 40 + 40) \times 1,70 = \mathbf{586,5 \text{ daN/m}}$$

- La charge total pour 1 Limon:

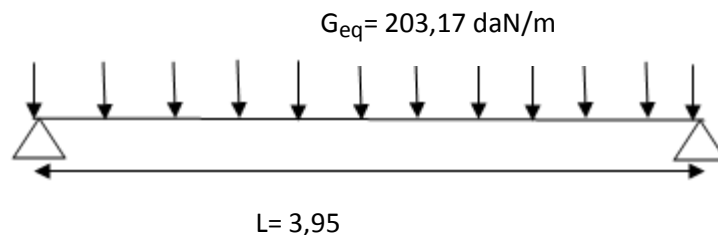
$$GT = G / 2 = 586,5 / 2 = \mathbf{293,25 \text{ daN/m}}$$

2) Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

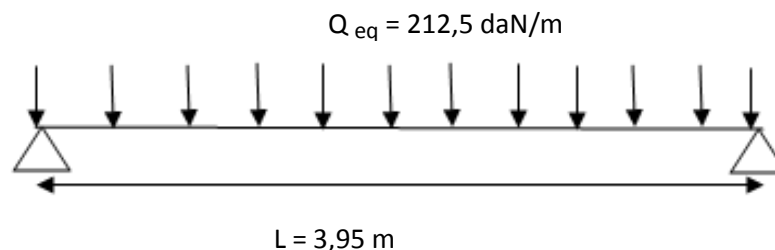
- Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{293,25 (1,2) + 158,135 (2,4)}{3,6} = 203,17 \text{ daN/m}$$



- Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,70 / 2 = 212,5 \text{ daN/m}$$



II-5 / Pré dimensionnement des limons :

1) Combinaison de charge :

- ELU

$$q = 1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq} = 1,35 \times 203,17 + 1,5 \times 212,5$$

$$q = 593,029 \text{ daN/m}$$

- ELS

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 203,17 + 212,5$$

$$q = 415,67 \text{ daN/m}$$

2) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f$, Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \quad \text{et} \quad f = l / 300 \quad \text{Avec :}$$

✓ q : la charge non pondérée

$$q = (G_{eq} + Q_{eq}) = (203,17 + 212,5) = 415,67 \text{ daN/m}$$

✓ Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

✓ $L = 3,95 \text{ m} = 395 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 4,1567 \times 395^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 476,52 \text{ cm}^4$$

On opte a un **UPN 200**

Tableau VI-2 : Dimension et caractéristique de l'UPN 200

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
200	75	8,5	11,5	11,5	6	151	32,2	25,3
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)	
1910	191	7,70	228	148	27	2,14	51,8	

La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - tw}{tf} = 5,78 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{tw} = 17,76 < 72\epsilon = 66,55 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{593,029 \times 3,95^2}{8} = 1156,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 228 \times 10^{-2}}{1,1} = 5700 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1156,59 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 5700 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{593,029 \times 3,95}{2} = 1171,23 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{17,7 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 25547,749 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1171,23 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 25547,749 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_{Wx} W_{pl,y} f_{y}}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}{3950^2} \sqrt{\frac{9,07 \times 10^9}{148 \times 10^4} + \frac{3950^2 \times 80769,23 \times 11,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 148 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 23299689,36 \text{ N.mm} = 2329,968936 \text{ daN.m}$$

- **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 228 \times 10^3}{23299689,36}} = 142,34$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec :}$$

$\beta_W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{142,34}{86,388} = 1,647$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,647 - 0,2) + 1,647^2] = 3,526$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{3,526 + [3,526^2 - 1,647^2]^{0,5}} = 0,150$$

D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,150 \times 1 \times 228 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 855 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1156,59 \text{ daN.m}$ $M_{b,rd} = 855 \text{ daN.m}$ non vérifier

On opte pour un **UPN 260**

Tableau VI-3 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
260	90	10	14	14	7	200	48,3	37,9
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)	
4820	371	9,99	442	317	47,7	2,56	91,6	

La classe de la section :

- **Semelle comprimée :**

$$C = \frac{b - tw}{t_f} = 5,71 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

- **Ame fléchi :**

- $\frac{d}{tw} = 20 < 72\varepsilon = 66,55$ donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{593,029 \times 3,95^2}{8} = 1156,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 442 \times 10^{-2}}{1,1} = 11050 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1156,59 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 11050 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{593,029 \times 3,95}{2} = 1171,23 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{27,1 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 39115,48 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1171,23 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 39115,48 \text{ daN}$ vérifier

Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_{Wx} W_{Pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{3950^2} \sqrt{\frac{33,3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{3950^2 \times 80769,23 \times 25,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 1156918369,6 \text{ N.mm} = 2329,968936 \text{ daN.m}$$

- **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 442 \times 10^3}{23299689,36}} = 28,125$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{142,34}{86,388} = 0,325$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,325 - 0,2) + 0,325^2] = 0,6418$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{3,526 + [3,526^2 - 0,325^2]^{0,5}} = 0,83$$

D'où :

$$M_{b,} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,83 \times 1 \times 442 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 9171,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1156,59 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 9171,5 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

L'UPN 260 convient comme limons.

II-6 / Etude de la poutre palière des limons :

1) **Evaluation de charges :**

- **Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :**

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 203,17 + 1,5 \times 212,5) \times 3,95/2 = 1171,23 \text{ daN}$$

ELS:

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (203,17 + 212,54) \times 3,95/2 = 821,027 \text{ daN}$$

- **Charge équivalente :**

ELS:

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 821,027}{4} + 100 = 921,017 \text{ daN/ml}$$

ELU:

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35 G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 1171,23}{4} + 1,35 \times 100 = 1306,23 \text{ daN/ml}$$

2) **Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384 EI} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{300}$$

Avec :

✓ q : la charge non pondérée

$$q = 921,017 \text{ daN/m}$$

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

✓ $L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$

$$I \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 9,21017 \times 400^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1096,448 \text{ cm}^4$$

On prend un **IPN180**

Tableau VI-4: Dimension et caractéristique de l'IPN180

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r₁	r₂	d (mm)	A (cm²)	P (daN/m)
180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	142,4	27,9	21,9

I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
1450	161	7,2	187	81,3	19,8	1,71	33,2

3) Vérification à l'ELU :

- La classe de la section :

Semelle comprimée :

$C = (b/2) / t_f = 3,94 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32$ donc la semelle est de classe 1.

Âme fléchi :

$d / t_w = 20,63 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

a) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1306,23 \times 4^2}{8} = 2612,46 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 187 \times 10^{-2}}{1,1} = 4675 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2612,46 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 4675 \text{ daN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q l}{2} = \frac{1306,23 \times 4}{2} = 2612,46 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{13,35 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 19269,065 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2612,46 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 19269,065 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_{Wx} W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 81,3 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{5,92 \times 10^9}{81,3 \times 10^4} + \frac{4000^2 \times 80769,23 \times 9,58 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 81,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 33799409,19 \text{ N.mm}$$

- **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 187 \times 10^3}{33799409,19}} = 107,03$$

- **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec :}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{107,03}{86,388} = 1,239$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,239 - 0,2) + 1,239^2] = 2,263$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,263 + [2,263^2 - 1,239^2]^{0,5}} = 0,240$$

D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,240 \times 1 \times 187 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 1122 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2612,46 \text{ daN.m}$ > $M_{b,rd} = 1122 \text{ daN.m}$ non vérifier

On opte un **IPN240**

Tableau VI-5: Dimension et caractéristique de l'IPN240

h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	192,5	46,1	36,2
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)	
4250	354	9,59	412	221	41,7	2,20	70	

4) Vérification à l'ELU :

- La classe de la section :

Semelle comprimée :

$C = (b/2) / t_f = 4,045 \text{ mm} < 9\epsilon = 8,32$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi :

$d / t_w = 22,12 \text{ mm} < 72\epsilon = 66,56$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

d) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1306,23 \times 4^2}{8} = 2612,46 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 412 \times 10^{-2}}{1,1} = 10300 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2612,46 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 10300 \text{ daN.m}$ (Condition vérifiée)

e) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1306,23 \times 4}{2} = 2612,46 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{22,33 \times 2750}{1,1\sqrt{3}} = 32230,57 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2612,46 \text{ daN} < V_{pl} = 32230,57 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

f) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}}$$

• **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 221 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{28,7 \times 10^9}{221 \times 10^4} + \frac{4000^2 \times 80769,23 \times 25 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 221 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 278571613,1 \text{ N.mm}$$

• **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 412 \times 10^3}{278571613,1}} = 55,33$$

• **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta W} \text{ Avec :}$$

$\beta W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec :}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{55,33}{86,388} = 0,64$$

• **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} \text{ Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 1,012$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,012 + [1,012^2 - 0,64^2]^{0,5}} = 0,55$$

D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,55 \times 1 \times 412 \times 10^{-2} \times 2750}{1,1} = 5665 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2612,46 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 5665 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

IPN 240 convient pour la poutre palière

III / Etude de l'acrotère

III-1 : Introduction:

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 55cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement(section dangereuse) . Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

III-2 : Calcul à L'ELU :

III-2-1 : Evaluation des sollicitations :

1. Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S$$

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton.
- S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[(0,1 \times 0,55) + (0,1 \times 0,1) - \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) \right]$$

$$G = 1,6 \text{ kN/ml}$$

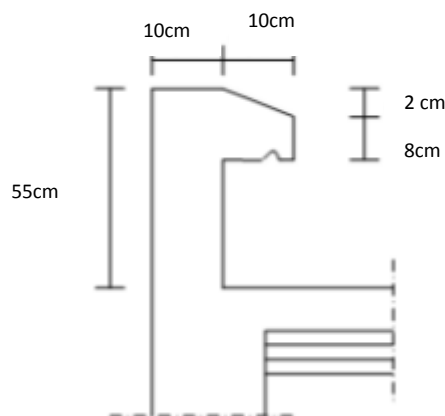


Figure VII -1: coupe verticale

2. Surcharge d'exploitation :

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

3. Effort normal N dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1,6 \text{ KN}$$

4. Moment fléchissant M du à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1$$

$$M_Q = 1 \times 0,55 \times 1 = 0,55 \text{ KN.m}$$

5. Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$$

6. Schéma statique :

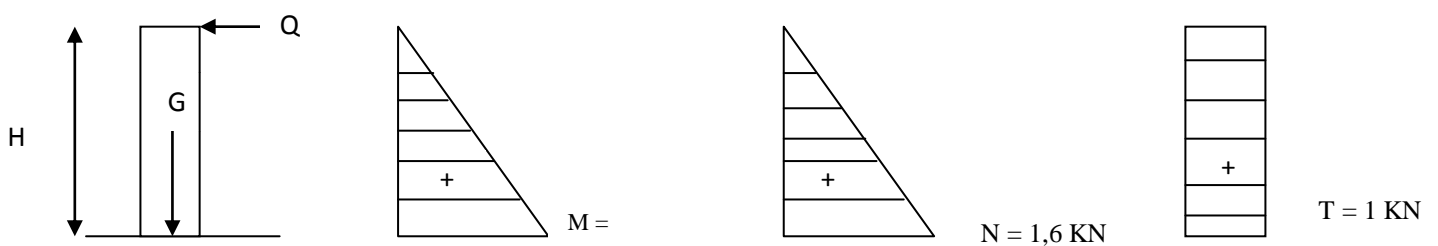


Figure VI-7 : Diagramme des moments et effort

III-2-2 : Combinaison de charge :

A L'ELU :

la combinaison est : $1,35 G + 1,5 Q$

- effort normal de compression :

$$N_u = 1,35 G$$

$$N_u = 1,35 \times 1,6$$

$$N_u = 2,16 \text{ kN}$$

- Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,55$$

$$M_u = 0,825 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times T$$

$$T_u = 1,5 \times 1$$

$$T_u = 1,5 \text{ kN}$$

A L'ELS :

la combinaison est : G + Q

- effort normal de compression :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,6 \text{ kN}$$

- Moment de flexion :

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,55 \text{ kN.m}$$

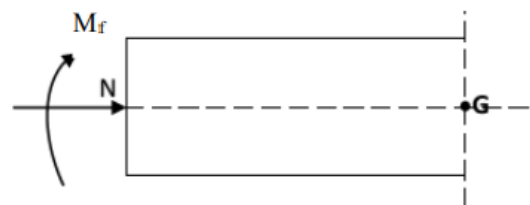
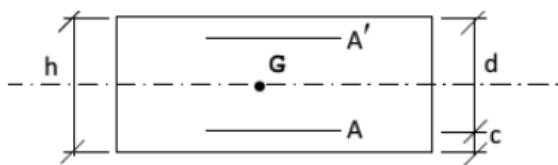
- Effort tranchant :

$$T_s = T$$

$$T_s = 1 \text{ kN}$$

III-3 : Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment M_f



Soit :

- c : enrobage
- e : Excentricité
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec : $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

III-3-1 :Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,825}{2,16} = 0,381 \text{ m} = 38,19 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c \quad \text{avec : } \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{N_u} = 38,19 > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

III-3-1-1 Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

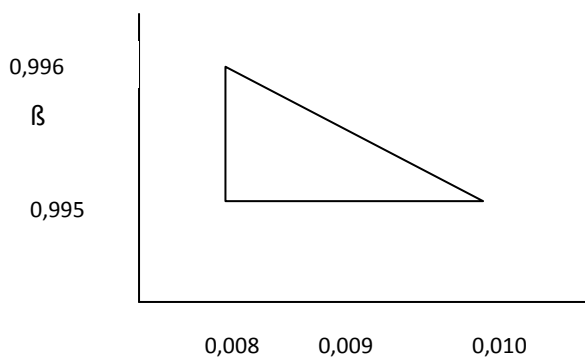
$$g = 0,38 + 0,03 = 0,41 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,8856 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 9,74 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 9,74 \times 10^{-3} < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)}$$

$$\text{On a : } \mu = 9,74 \times 10^{-3}$$

interpolation linéaire :



$$\beta = 0,9955$$

Armature fictives : (flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,8856 \times 10^3}{0,9955 \times 8 \times 348} = 0,319 \text{ cm}^2$$

Armature réelles : (flexion composée)

La section réelle des armature :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,319 - \frac{2160}{348 \times 100} = 0,256 \text{ cm}^2$$

III-3-1-2 : Vérification a L'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,256 < A_{min} = 0,966 \longrightarrow$ La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, d'où $A_s = \max (A_{min} ; A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de repartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } st = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

la fissuration est préjudiciable , on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ avec : } V_u = 1,5Q$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{pas de risque de cisaillement})$$

- **Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \psi_s = 1,5$$

Avec :

ψ_s coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1.5$)

$\sum \mu_i$ Somme des périmètres utiles des barres $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 30 \text{ cm}$

- **Espacement :**

Armature principales :

$$St < \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St < \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Armature de répartition :

$$St < \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St < \min (40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

III-3-1-3 : Vérification a L'ELS :

- **Calcul du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,55}{1,6} = 0,343 \text{ m} = 34,3 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c \quad \text{avec} : \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_s}{N_s} = 34,3 > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec} : \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \xrightarrow{\text{tab}} \beta = 0,920 \quad K_1 = 47,50 \quad \alpha_1 = 0,24$$

on aura :

$$\sigma_s = \frac{0,55 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 201} = 37,178 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{37,178}{47,50} = 0,782 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,782 \text{ MPa} < \sigma_s = 15 \text{ MPa} \text{ (condition vérifier)}$$

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_{t28}} \right\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37,178 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{condition vérifier})$$

- **Vérification de l'acrotère au séisme :**

L'action des forces horizontales «Fp» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q». Le RPA2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA2003})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

(A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

Gp : poids de l'acrotère égale à : $G_{\text{acrotère}} = 1.6 \text{ kN/ml}$

Cp (facteur de force horizontal) = 0.8

D'où : $F = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,6 = 0.768 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ (condition vérifier)

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique Fp, d'où le ferrailage adopté précédemment est suffisant.

Conclusion :

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre VII : Pré dimensionnement des contreventements

Chapitre VII : Pré dimensionnement des contreventements

I/ Calcul des forces exercées par le vent :

I-1 : Calcul des forces a l'aide des coefficients de force :

Les forces exercées par le vent F_w agissent sur une construction ou un élément de construction peut être déterminé à l'aide des coefficients de force C_f selon l'expression suivante :

$$F_w = c_s \times c_d \times c_f \times q_h(z_e) \times A_{ref}$$

Avec :

- c_f : est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction,(RNV2013,§4.0).
- A_{ref} (en m²) : aire de référence (aire d'influence de l'élément considéré).
- $c_d = 1,0$: Coefficient dynamique pour les bâtiments (RNV2013,§4.0)
- $q_h(z_e) = q_{ref} \times c_e(z) = 54,248 \text{ KN}$: Pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z considérée en(daN / m²).
- $c_e(z)$: est le coefficient d'exposition au vent. (RNV2013,§2.3).

I-2 :Calcul du coefficient de force c_f :

$$c_f = c_{f.0} \times \psi\lambda$$

$c_{f.0}$: est donné sur la Figure 13 en fonction du rapport d/b des deux dimensions dans le plan.

$c_{f.0} = 1,6$ pour : $d / b = 25,86 / 9,86 = 2,62$ (Fig.13 RNV 2013)

$\psi\lambda$: est le facteur d'élancement donné sur la Figure 14 en fonction de l'élancement .

Avec : $\lambda = h/b = 6/9,85 = 0,12 < 1$

On prend la valeur minimale (Fig.14 RNV 2013) : $\psi\lambda = 0,6$

$c_f = c_{f.0} \times \psi\lambda = 1,6 \times 0,6 = 0,96$

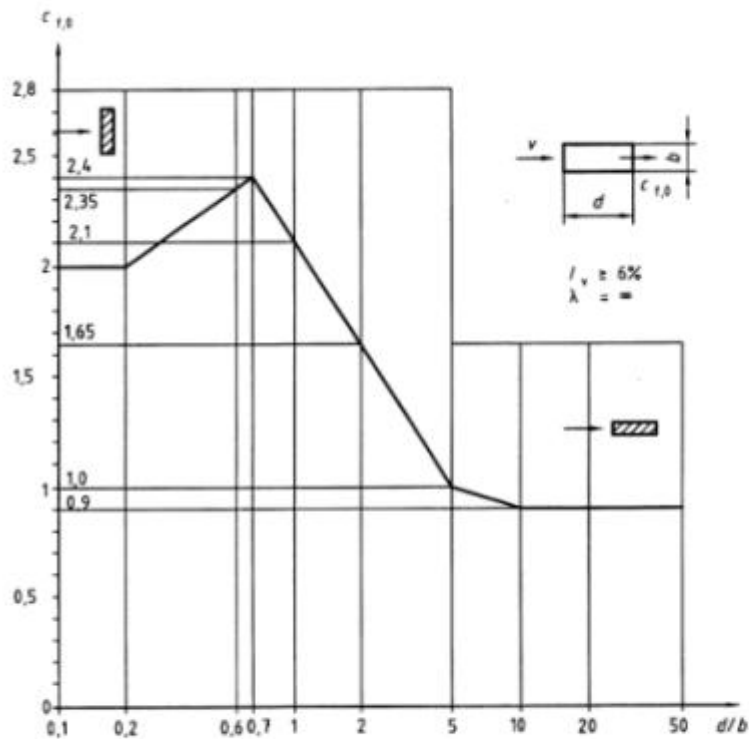


Fig.13 : Valeurs du coefficient de force $c_{f,0}$ pour des sections rectangulaires en fonction du rapport d/b des dimensions dans le plan du bâtiment.

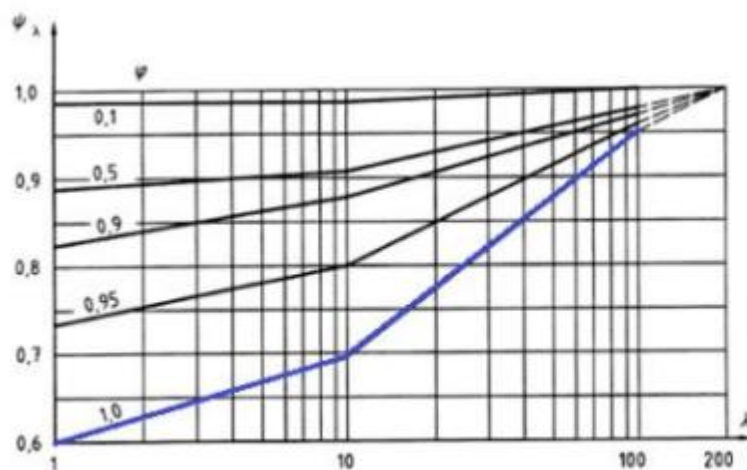


Fig.14 : Valeurs du facteur d'élancement ψ_λ , en fonction de l'élancement λ , et de l'opacité de la construction.

I-3 : L'aire de référence revenant au système de contreventement A_{ref} :

$$A_{ref2} = 3/2 (5,5 + 4) = 14,25 \text{ m}^2$$

$$A_{ref1} = 3 (5,5 + 4) = 28,5 \text{ m}^2$$

Donc :

$$Fw1 = 1 \times 0,96 \times 54,248 \times 28,5 = 1484,22 \text{ daN} = 14,84 \text{ KN}$$

$$Fw2 = 1 \times 0,96 \times 54,248 \times 14,25 = 742,11 \text{ daN} = 7,42 \text{ KN}$$

Remarque :

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications ELS, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1,50$ est applicable pour les actions variables.

$$Fw1 = 1,5 \times 14,84 = 22,26 \text{ KN}$$

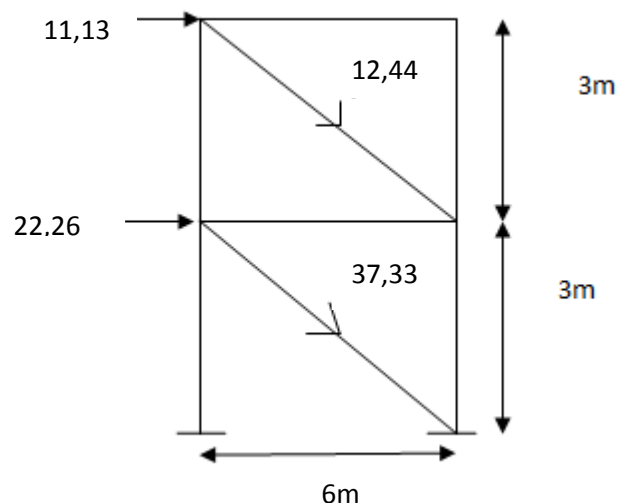
$$Fw2 = 1,5 \times 7,42 = 11,13 \text{ KN}$$

II / Détermination de N_{sd} :

$$Nsd1 = Fw1 + Fw2 / \cos\beta = 37,33 \text{ KN}$$

$$Nsd2 = Fw2 / \cos\beta = 12,44 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \beta = \text{Arctan}(3/6) = 26,56^\circ$$



On dimensionne la barre inférieure, car elle supporte la plus grande charge.
Soit un profilé circulaire creux : **CHS 175 x 5,0 (circular hollow section)**

Caractéristiques géométriques de la section :

$$d = 175 \text{ mm},$$

$$A = 2670 \text{ mm}^2$$

$$i = 60,1 \text{ mm}.$$

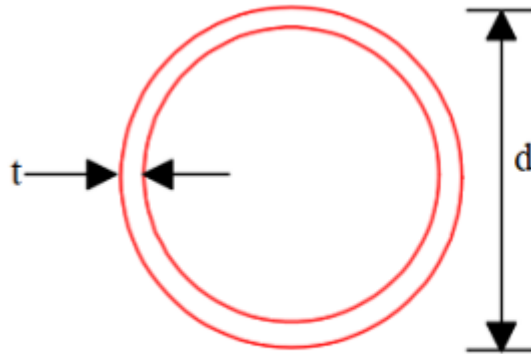
$$t = 5 \text{ mm}$$

$$d/t = 35$$

Classe de la section:

Comme le contreventement est chargé axialement, on vérifie que la section est au moins de Classe 1, 2 ou 3.

La figure suivante montre une coupe transversale typique du CHS.



Section transversal typique CHS

La valeur limite de (d/t) pour la section tubulaire de classe 1 est de $50\epsilon^2$

Avec : $\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$ et : $f_y = 275$

$$50\epsilon^2 = 42,75$$

$d/t = 35 < 42,75$La section est de classe 1

Vérification de l'élément comprimé à la sécurité :

Les éléments de contreventement doivent être vérifiés sous l'effort de compression axial.

Vérification à la résistance de la section transversale :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \text{ avec : } N_{c,Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{On a : } N_{sd} = 37,33 \text{ KN}$$

$$N_{c,Rd} = 2670 \times 247 / 1,1 \times 10^3 = 667,3 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 37,33 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 667,3 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de l'élément au flambement :

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

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$$

- χ : le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.
- $\beta_A = 1$ pour la section de classe 1.

- $A = 2670 \text{ mm}^2$
- $f_y = 235 \text{ N / mm}^2$
- $\gamma_{M1} = 1,1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Le contreventement est conçu comme un élément simplement appuyé. Par conséquent, le rapport de longueur de flambement l/L est égal à 1.

La longueur de flambement est égale à la longueur de l'élément.

$$l = \sqrt{3^2 + 6^2} = 6,70 \text{ m} = 6700 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 93,9 \varepsilon$$

Calcul du facteur de réduction χ :

$$\lambda = l / i = 6700 / 60,1 = 111,48$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,388$$

$$\chi = (\lambda / \lambda_1) \times \beta_A^{0,5} = 1,29$$

on aura : **courbe de flambement b**

$$\chi_{LT} = 0,4317$$

$$\text{Donc : } N_{b,Rd} = 0,4317 \times 1 \times 26,70 \times 27,5 / 1,1 = 288,16 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 37,33 \text{ KN} \leq N_{b,Rd} = 288,16 \text{ KN}$$

Vérification à la sécurité des éléments tendus :

Lorsque la charge du vent est appliquée dans la direction opposée, le contreventement sera chargé en tension. La section doit donc être vérifiée à la résistance, pour la même valeur de charge, afin de s'assurer qu'elle est également satisfaisante en traction

Vérification à la résistance de la section transversale :

La charge axiale appliquée, N_{sd} , doit être inférieure à la résistance nominale de traction de la section transversale, $N_{t,Rd}$.

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

$$N_{t,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 2670 \times 275 / 1,1 \times 10^3 = 667,5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 37,33 \text{ KN} \leq N_{t,Rd} = 667,5 \text{ KN}$$

Le contreventement remplit toutes les exigences de l'Eurocode pour les éléments en traction et en compression, et est donc satisfaisant.

Le cadre est satisfaisant pour toutes les vérifications exigées par le règlement EC3.

Chapitre VIII :

Etudes sismique

Chapitre VIII : Etudes sismique

I / Introduction :

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes RPA /2003.

II / Notions de sismologie :

Un séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie de déformation.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes qui est en mouvement compressif permanent.

Le séisme se manifeste par une série de secousses brutales et violentes qui ébranlent le sol, leurs effets sont souvent catastrophiques. Ces secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

III / Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003 :

Classification de la zone sismique:

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune et d'après ce tableau notre ouvrage est implantée dans la wilaya de Béjaïa commune d'Akkbou donc en zone IIa.

Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003) :

Notre ouvrage est fait pour usage de bureau dont la hauteur est inférieure à 48 m, il est classé dans le groupe 2 :Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003) :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

Dans la catégorie S3 (site meuble), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

IV / Méthodes de calcul :

Le règlement RPA 99 (version 2003) propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV-1 : Principe de la méthode :

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

IV-2 : Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV-3 : Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV -4 : Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T < 0,3 \end{array} \right.$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Coefficient de correction d'amortissement.
- Q : Facteur de qualité.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- R : Coefficient de comportement globale de la structure.

- **Coefficient d'accélération :**

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas A = 0,15

- **Facteur de correction d'amortissement :**

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Valeurs de ($\xi\%$)

Tableau VIII -1 : valeurs de l'amortissement

Remplissage	Portiques		Voiles au murs
	Béton armer	acier	Béton armer/maçonnerie
Leger	6	4	10
dense	7	5	

dans notre cas on prend la valeur de $\xi=5$ puisque on utilise l'acier dense :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}}$$

$$\eta = 1$$

- **Coefficient de comportement :**

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

Dans le sens longitudinale, on a une ossature contreventée par un palée triangulées en X

$$R_y = 4$$

Dans le sens transversale, on a une ossature contreventée par des portique autostable ductiles $R_x = 6$

- **Facteur de qualité :**

le facteur de qualité de la structure est donnée en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Critère Q	Valeur de $P_q(x)$		Valeur de $P_q(y)$	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
Condition minimales sur les fils de contreventement	Non	0,05	Oui	0
Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q(x) = 1 + 0,1 = 1,1$$

$$Q(y) = 1 + 0 = 1$$

- **Facteur d'amplitude dynamique :**

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 0,3 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0,3 \end{cases}$$

Avec :

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site S3 :

site meuble d'après le tableau 4-7 T2=0.5 (s)

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = 1$$

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.553534	0.6526	81.8161	0.0000	0.6526	81.8161	0.0000	96.1142
	2	0.525297	84.6818	1.1869	0.0000	85.3344	83.0029	0.0000	1.4233
	3	0.468797	5.4381	1.3736	0.0000	90.7725	84.3765	0.0000	1.7250
	4	0.173699	9.0110	0.0049	0.0000	99.7835	84.3814	0.0000	0.0002
	5	0.155031	0.2148	0.6854	0.0000	99.9983	85.0668	0.0000	0.0301
	6	0.132457	0.0017	14.9332	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.7072

Figure VIII-1 : période donné par Etabs

On a T = 0.553 s (T analytique donné par le logiciel Etabs)

D'après le RPA 2003 pour l'estimation de la période fondamentale de la structure, postule que :

<< les valeurs de T calculées à partir des formules de Ray leigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% >>.

Pour mieux interpréter cet article **Taleb []** à proposé à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suite :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Calcul de la période fondamentale à l'aide des formules empirique :

$$T = \min \left(C_T \times h^{3/4} ; \frac{0,09 \times h}{\sqrt{L_x}} ; \frac{0,09 \times h}{\sqrt{L_y}} \right)$$

Avec :

$C_T = 0.05$ (Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Et $h = 6\text{m}$, $L_x = 9,85\text{ m}$ et $L_y = 25,86\text{ m}$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,191\text{s} ; 0,172\text{s} ; 0,106\text{s}) = 0,106\text{s}$$

$$\text{On a } 1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,106 = 0,13\text{s}$$

$$\text{On a } 1,3 \times T_{\text{empirique}} = 0,13\text{s} < T_{\text{analytique}} = 0,5\text{s}$$

Donc le T choisi est : $T = 1,3 \times T_{\text{empirique}}$

Calcul du facteur d'amplitude dynamique :

$$\text{Puisque } T = 0,13\text{s} \longrightarrow D = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 = 0,50\text{s}$$

$$D = 2,5$$

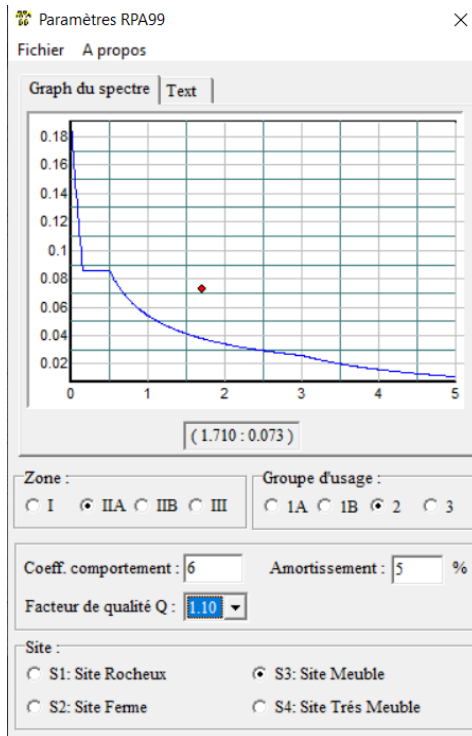
V / Analyse dynamique :

- **Définition de la charge sismique :**

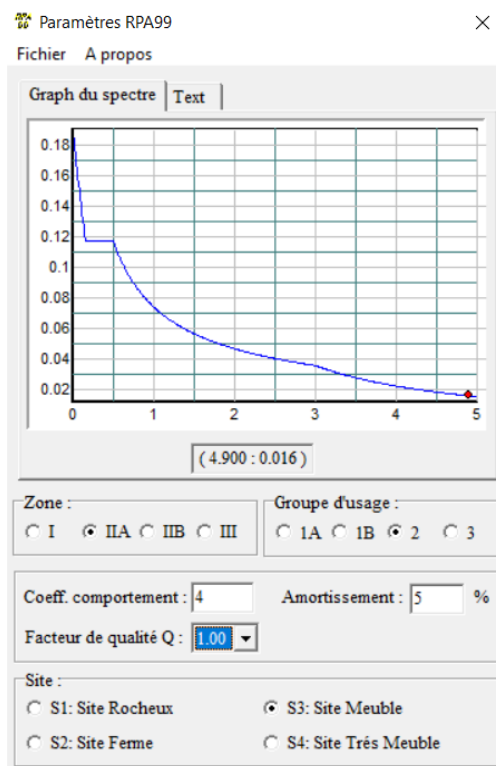
L'action sismique est représentée par les spectres de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003.

On définit les spectre comme suite :

Selon X-X :



Selon Y-Y :



- **Définition de combinaison de charges :**

Les combinaisons accidentelles d'après **RPA 2003** sont :

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$

- $0,8G \pm Ex$
- $0,8G \pm Ey$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables :

- $G + Q \pm 1,20 Ex$
- $G + Q \pm 1,20 Ey$

VI /Vérifications des résultats :

• Introduction aux vérifications :

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, de manière à assurer un degré de protection acceptable :

- vérification de la force sismique à la base.
- vérification des déplacements.

• Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{se} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99/2003).

$$V_t < 0,8V_{se}$$

La force sismique total V appliquer a la base de la structure doit être calculer dans deux direction selon la formule :

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

W : poids de la structure

A l'aide de logiciel « Etabs » on peut déterminer directement le poids de la structure :

$$W = 3935,45 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R_x} W \quad V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,1}{6} \times (3935,45) = 270,562 \text{ KN}$$

$$80\% V_x = 216,449 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R_y} W \quad V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1}{4} \times (3935,45) = 368,948 \text{ KN}$$

$$80\% V_y = 295,158 \text{ KN}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :

Selon X :

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	STORY2	EX	Top	0.00	209.05	15.06	3119.628	0.000	0.000
	STORY2	EX	Bottom	0.00	209.05	15.06	3119.628	45.192	627.156
	STORY1	EX	Top	0.00	311.55	20.36	4675.682	45.192	627.156
	STORY1	EX	Bottom	0.00	311.55	20.36	4675.682	106.072	1547.320

Selon Y ;

Story Shears

Edit View

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	STORY2	EY	Top	0.00	16.35	250.37	1542.924	0.000	0.000
	STORY2	EY	Bottom	0.00	16.35	250.37	1542.924	751.122	49.046
	STORY1	EY	Top	0.00	24.51	348.98	2224.971	751.122	49.046
	STORY1	EY	Bottom	0.00	24.51	348.98	2224.971	1764.452	122.289

La résultante des forces sismiques dans le sens (X) : $V_{tx} = 311,55$ KN

La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) : $V_{ty} = 348,98$ KN

On a donc :

$$V_{tx} = 311,55 \text{ KN} > 80\% V_x = 216,449 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{ty} = 348,98 \text{ KN} > 80\% V_y = 295,158 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification des déplacements :**

Le calcul des déplacements correspond aux charges sismiques Ex et Ey :

Selon X :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
►	STORY2	D2	EX	0.0072	0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00032
	STORY1	D1	EX	0.0037	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00016

Selon Y :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
►	STORY2	D2	EY	0.0006	0.0095	0.0000	0.00000	0.00000	0.00022
	STORY1	D1	EY	0.0003	0.0038	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \delta e k \text{ (Art 4.19 du RPA99/2003)}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ;

$\delta e k$: Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

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

$$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est inférieur doivent Satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ces déplacements sont limités à la valeur $H_{\text{étage}}/100$. Le calcul des déplacements correspond aux charges sismiques E_x et E_y

Vérification des déplacements selon la direction (X-X)

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\square_k (m)$	Δ_k	1% $H_{\text{étage}}$	Observation
Story 2	0.0072	0.0288	0.014	0.030	vérifier
Story 1	0.0037	0.0148	0.0148	0.030	Vérifier

Vérification des déplacements selon la direction (Y-Y)

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\square_k (m)$	Δ_k	1% $H_{\text{étage}}$	Observation
Story 2	0.0095	0.038	0.0228	0.030	vérifier
Story 1	0.0038	0.0152	0.0152	0.030	vérifier

VII / Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent :

A fin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage en compare entre l'effort sismique et la force du vent au niveau du plancher et au niveau de la terrasse dans les deux direction suivant X et Y.

Distribution le l'effort sismique:

On a la formule (4-11) de l'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003

$$F_{ix} = \frac{(V_x - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j} \quad \text{et} \quad F_{iy} = \frac{(V_y - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

si $T \leq 0,7$ $F_t = 0$ (L'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003)

si $T \geq 0,7$ $F_t = 0,07 \times T \times V$

on a $T = 0,553 < 0,7$ donc $F_t = 0$

Et on au niveau du plancher $W_1 = 1931,45 \text{ KN}$

Au niveau de la terrasse $W_2 = 2004 \text{ KN}$

Suivant le sens X :

Au niveau du plancher :

$$F_{1x} = \frac{(311,55 \times 1931,45 \times 3)}{(1931,45 \times 3) + (2004 \times 6)} = 101,312 \text{ KN}$$

Au niveau de la terrasse :

$$F_{2x} = \frac{(311,55 \times 2004 \times 6)}{(1931,45 \times 3) + (2004 \times 6)} = 210,237 \text{ KN}$$

Suivant le sens Y :

Au niveau du plancher :

$$F_{1y} = \frac{(348,98 \times 1931,45 \times 3)}{(1931,45 \times 3) + (2004 \times 6)} = 113,484 \text{ KN}$$

Au niveau de la terrasse :

$$F_{2y} = \frac{(348,98 \times 2004 \times 6)}{(1931,45 \times 3) + (2004 \times 6)} = 235,495 \text{ KN}$$

- **Distribution de la force du vent :**

Suivant le sens X (face pignon) :

Au niveau du plancher :

$$\text{Surface d'influence : } S_1 = \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{2}\right) \times 9,85 = 29,55 \text{ m}^2$$

$$V_{1x} = (54,248 \times 10^{-2}) \times (29,55) = 16,030 \text{ KN}$$

Au niveau de la terrasse :

$$\text{Surface d'influence : } S_2 = \left(\frac{3}{2}\right) \times 9,85 = 14,77 \text{ m}^2$$

$$V_{2x} = (54,248 \times 10^{-2} \times 14,77) = 8,0124 \text{ KN}$$

Suivant le sens Y (face long pan) :

Au niveau du plancher :

$$\text{Surface d'influence : } S_1 = \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{2}\right) \times 25,86 = 77,58 \text{ m}^2$$

$$V_{1y} = (54,248 \times 10^{-2}) \times (77,58) = 42,085 \text{ KN}$$

Au niveau de la terrasse :

$$\text{Surface d'influence : } S_1 = \left(\frac{3}{2}\right) \times 25,86 = 38,79 \text{ m}^2$$

$$V_{2y} = (54,248 \times 10^{-2}) \times (38,79) = 21,0427 \text{ KN}$$

VIII / Conclusion:

En comparons la distribution verticale de la force sismique et la force équivalente du vent au niveau du plancher, et au niveau de la terrasse suivant X et Y , on constate que l'effort sismique domine l'effort du vent .

Pour cela, on introduit les forces due au séisme sur le logiciel ROBOT et les différentes combinaisons pour la vérification des éléments.

IX : Vérification des éléments

IX : Vérification des éléments

I / Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

II / Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel **ROBOT** .

On modélise notre structure sur **ROBOT** en utilisant les profils déjà pré-dimensionné, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

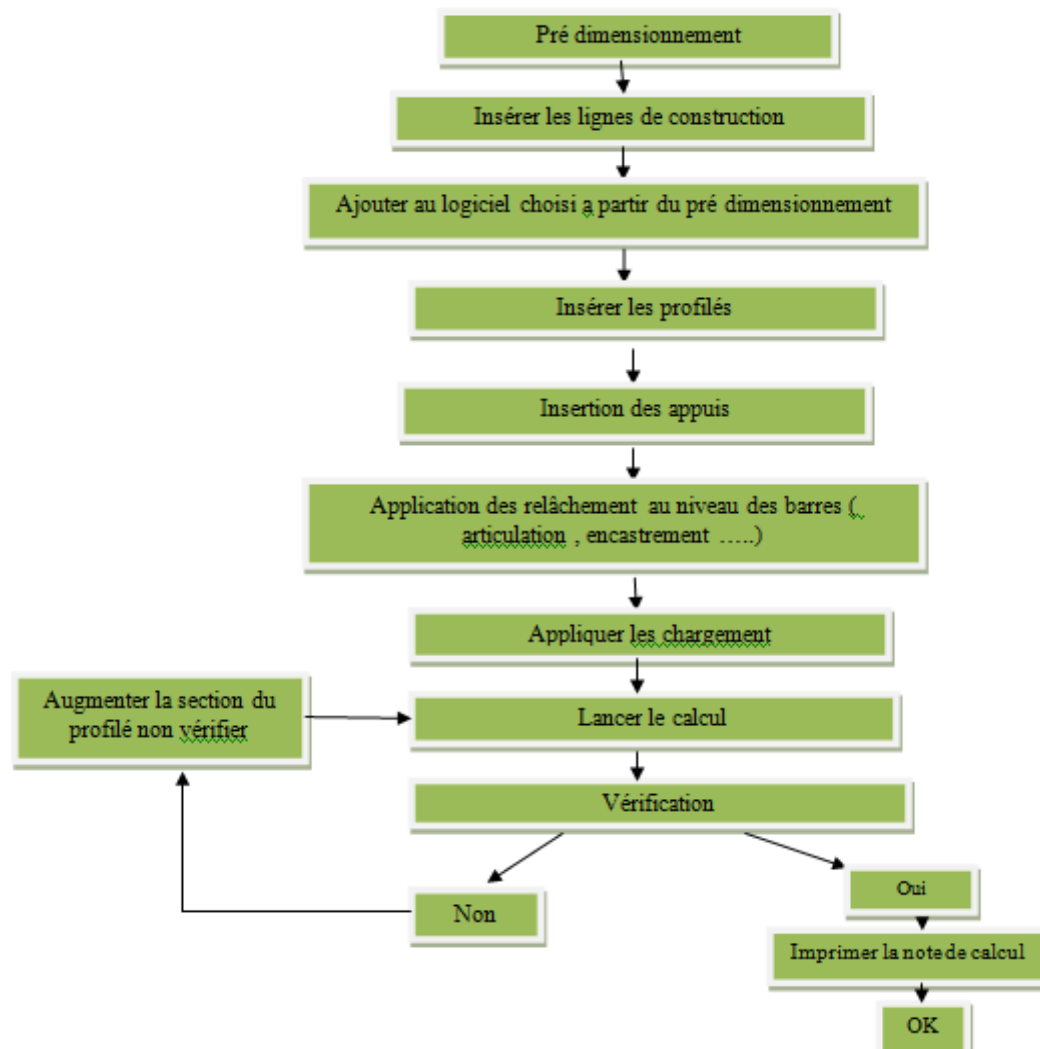


Figure IX -1 : Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

III/ Et

1. Matériaux utilisé

a. Acier

- La limite élastique de traction, $f_y=275$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

b. Béton

- résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
 - La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 * 0.06 f_{c28} (\text{BAEL/A2.1 ,12})$$

$$F_{t28} = 0.6 * 0.06 * 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$
- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2$ Mpa.
- Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

III -1 : Modélisation géométrique :

Vue en 3d :

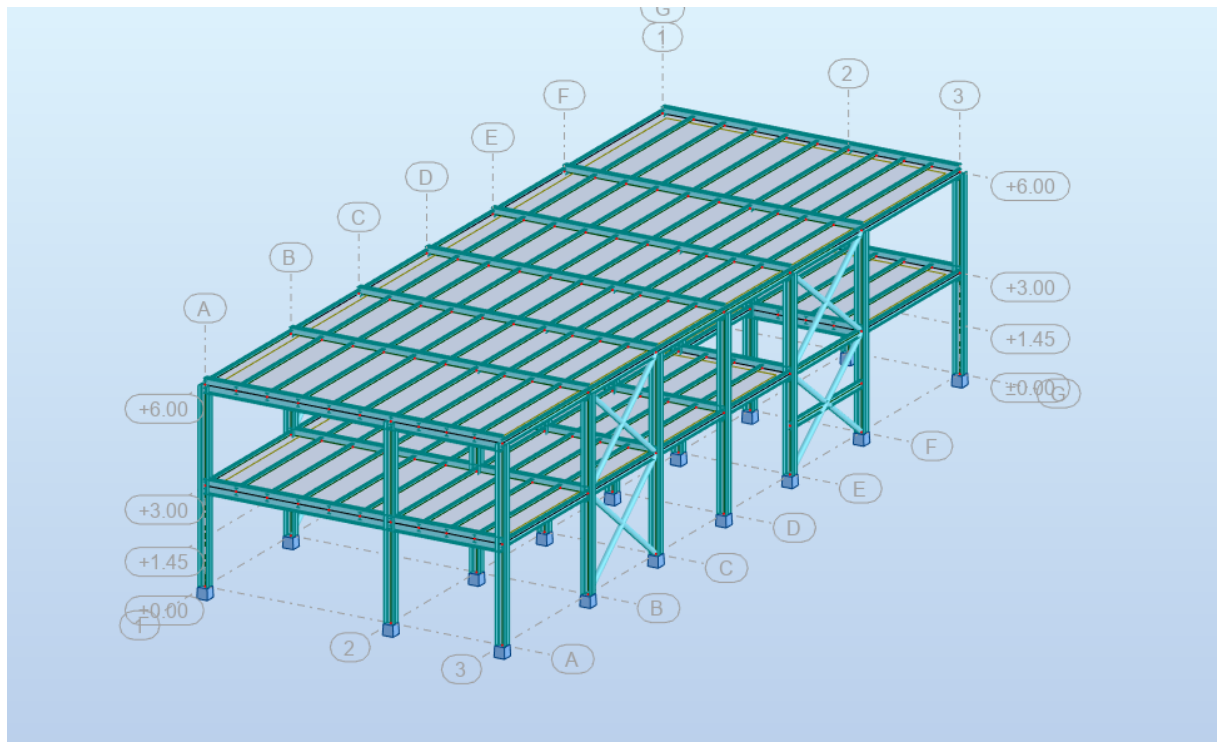


Figure IX -2 : Vue en 3D de la structure

Vue en plan du plancher :

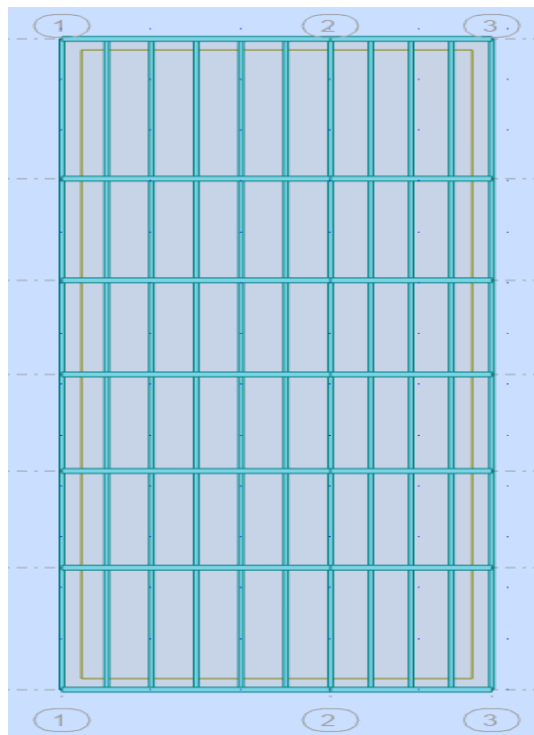


Figure IX -3 : Vue en plan du plancher terrasse

Vue en élévation de la face long pan :

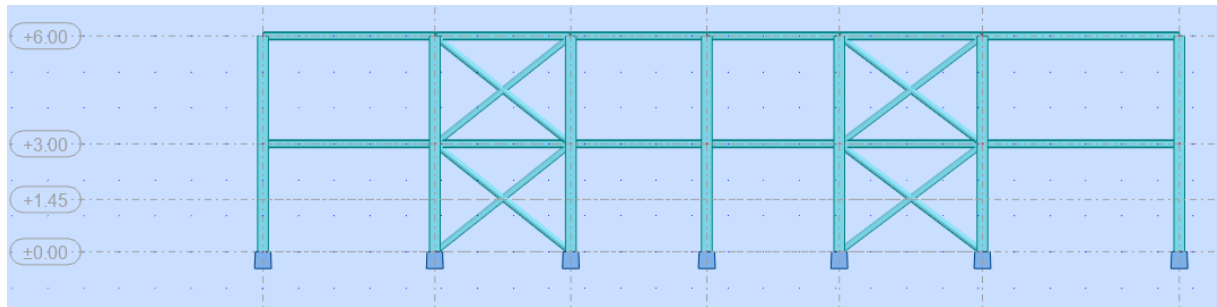


Figure IX-4 : Vue en élévation de la face long pan

Vue en élévation de la face pignon :

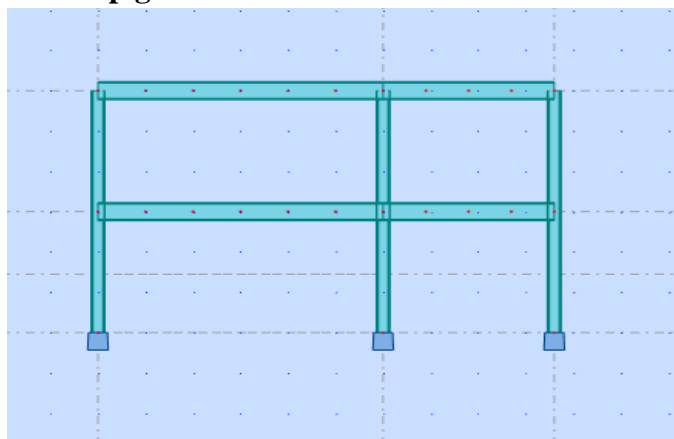


Figure IX-5 : Vue en élévation de la face pignon

III-2 : Chargements :

✓Pour le plancher étage courant :

- la charge permanente dues aux revêtement $G = 2,2 \text{ KN/m}^2$ (TN40 et dalle en BA est prise en considération lors de la modélisation du plancher).
- la surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

✓Pour le plancher terrasse :

- la charge dues aux revêtement $G = 3,69 \text{ KN/ m}^2$ (TN40 et dalle en BA est prise en considération lors de la modélisation du plancher).
- la surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ m}^2$

✓Pour l'escalier :

- la surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

III-3 : Combinaison d'action :

A l'ELU :

- $1.35G + 1.5Q$

A l'ELS :

- $G + Q$

Accidentelle :

- $0,8G \pm E_x$
- $0,8G \pm E_y$
- $G + Q + 1,2E_y$
- $G + Q - 1,2E_y$

III-4 : Résultat des vérifications a l'aide du logiciel ROBOT :

les résultats des vérification des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

III-4-1 : Vérification a L'ELS :

III-4-1-1 : Vérification des poutres principale :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**

TYPE D'ANALYSE: **Vérification des familles**

FAMILLE: **1 poutres**

PIECE: **41 Arbalétrier_CM66_41** POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: **IPE 400**

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm²

Iy=23128.40 cm⁴

Wely=1156.42 cm³

Az=34.40 cm²

Iz=1317.82 cm⁴

Welz=146.42 cm³

Ax=84.46 cm²

Ix=51.33 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uz = 0.6 cm < uz max = L/250.00 = 2.4 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 ELS /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

III-4-1-2 : Vérification des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**

TYPE D'ANALYSE: **Vérification des familles**

FAMILLE: **2 Poteau**

PIECE: **8 Arbalétrier_CM66_8** POINT:

COORDONNEE:

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300**

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=84.00 cm²Iy=18263.50 cm⁴Wely=1259.55 cm³Az=24.65 cm²Iz=6309.56 cm⁴Welz=420.64 cm³Ax=112.53 cm²Ix=85.57 cm⁴**DEPLACEMENTS LIMITES***Flèches (REPERE LOCAL):*

uz = 0.1 cm < uz max = L/250.00 = 2.4 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 ELS /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé***Profil correct !!!****III-4-1-3 : Vérification des poutres secondaires :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 3 poutre secondaire**PIECE:** 113 Arbalétrier_CM66_113**POINT: COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240**

ht=24.0 cm

bf=12.0 cm

ea=0.6 cm

es=1.0 cm

Ay=23.52 cm²Iy=3891.63 cm⁴Wely=324.30 cm³Az=14.88 cm²Iz=283.63 cm⁴Welz=47.27 cm³Ax=39.12 cm²Ix=12.95 cm⁴**DEPLACEMENTS LIMITES***Flèches (REPERE LOCAL):*

uz = 1.3 cm < uz max = L/200.00 = 2.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 ELS /4/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé***Profil correct !!!****III-4-1-4 : Vérification des contreventements:****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 4 croix**PIECE:** 198 Arbalétrier_CM66_198**POINT: COORDONNEE:**

**PARAMETRES DE LA SECTION: cvt**

ht=17.5 cm

ea=0.5 cm

Ay=16.02 cm²Iy=965.50 cm⁴Wey=110.34 cm³Az=16.02 cm²Iz=965.50 cm⁴Welz=110.34 cm³Ax=26.70 cm²Ix=1931.00 cm⁴**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):**

uz = 0.0 cm < uz max = L/250.00 = 1.9 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 ELS /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****III-4-1-5 : Vérification des poutres pallières :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 5 poutre pallière**PIECE:** 182 Arbalétrier_CM66_182**POINT: COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: IPN 240**

ht=24.0 cm

bf=10.6 cm

ea=0.9 cm

es=1.3 cm

Ay=27.77 cm²Iy=4250.00 cm⁴Wey=354.17 cm³Az=20.88 cm²Iz=221.00 cm⁴Welz=41.70 cm³Ax=46.10 cm²Ix=25.00 cm⁴**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):**

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 2.0 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 9 ELS /2/ 1*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

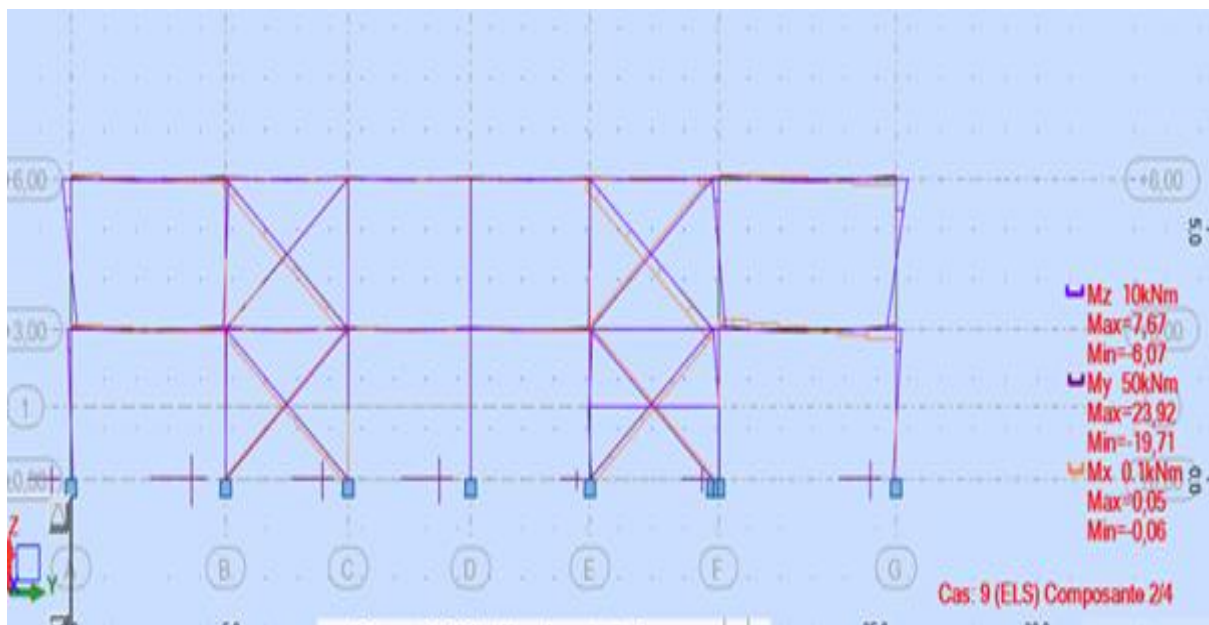


Figure IX-6 : Les diagrammes des moments a L'ELS

III-4-2 : Vérification a L'ELU :

III-4-2-1 : Vérification des poutres principale :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [CM66](#)

TYPE D'ANALYSE: [Vérification des familles](#)

FAMILLE: [1 poutres](#)

PIECE:41 Arbalétrier_CM66_41 POINT:3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 ELU /6/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm	$A_y=48.60$ cm ²	$A_z=34.40$ cm ²	$A_x=84.46$ cm ²
bf=18.0 cm	$I_y=23128.40$ cm ⁴	$I_z=1317.82$ cm ⁴	$I_x=51.33$ cm ⁴
ea=0.9 cm	$W_{ely}=1156.42$ cm ³	$W_{elz}=146.42$ cm ³	
es=1.4 cm			

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 49.67/84.46 = 5.88$ MPa
 $\text{SigFy} = 178.79/1156.42 = 154.60$ MPa
 $\text{SigFz} = 0.10/146.42 = 0.67$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z=0.00$	$B=1.00$	$D=1.54$	$\text{Sig D}=54.33$ MPa
$ID_{inf}=6.00$ m	$C=1.15$	$kD=1.71$	

FORMULES DE VERIFICATION:

$k1*\text{SigN} + kD*kFy*\text{SigFy} + kFz*\text{SigFz} = 1.02*5.88 + 1.71*1.01*154.60 + 1.11*0.67 = 272.13 < 275.00$ MPa (3.731)

$1.54*\text{Tauy} = |1.54*-0.04| = |-0.06| < 275.00$ MPa (1.313)

$1.54*\text{Tauz} = |1.54*-46.01| = |-70.86| < 275.00$ MPa (1.313)

Profil correct !!!

III-4-2-2: Verification des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE:2 Poteau

PIECE:36 Arbalétrier_CM66_36 POINT:3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 ELU /6/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

ht=29.0 cm	$A_y=84.00$ cm ²	$A_z=24.65$ cm ²	$A_x=112.53$ cm ²
bf=30.0 cm	$I_y=18263.50$ cm ⁴	$I_z=6309.56$ cm ⁴	$I_x=85.57$ cm ⁴
ea=0.9 cm	$W_{ely}=1259.55$ cm ³	$W_{elz}=420.64$ cm ³	
es=1.4 cm			

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 164.78/112.53 = 14.64$ MPa
 $\text{SigFy} = 133.40/1259.55 = 105.91$ MPa
 $\text{SigFz} = 6.75/420.64 = 16.05$ MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z=0.00$ $B=1.00$ $D=1.38$ $\text{Sig D}=122.30 \text{ MPa}$
 $\text{ID}_{\text{inf}}=6.00 \text{ m}$ $C=2.16$ $\text{kD}=1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y=6.00 \text{ m}$ $\mu_{y1}=63.81$
 $L_{fy}=6.00 \text{ m}$ $k_{l1y}=1.00$
 $\text{Lambda } y=47.10$ $k_{Fy}=1.02$



en z:

$L_z=6.00 \text{ m}$ $\mu_{z1}=22.04$
 $L_{fz}=6.00 \text{ m}$ $k_{l1z}=1.01$
 $\text{Lambda } z=80.13$ $k_{Fz}=1.07$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k_{l1} \cdot \text{SigN} + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.01 \cdot 14.64 + 1.00 \cdot 1.02 \cdot 105.91 + 1.07 \cdot 16.05 = 140.64 < 275.00$
 MPa (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.48 = 0.74 < 275.00 \text{ MPa}$ (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -30.79| = |-47.41| < 275.00 \text{ MPa}$ (1.313)

Profil correct !!!

III-4-2-3 : Verifications des poutres secondaire :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 poutre secondaire

PIECE: 113 Arbalétrier_CM66_113
2.75 m

POINT: 1 **COORDONNEE:** $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 ELU /3/ $1 \cdot 1.00 + 3 \cdot 1.50 + 4 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.00$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 240**

$h_t=24.0 \text{ cm}$
 $b_f=12.0 \text{ cm}$ $A_y=23.52 \text{ cm}^2$ $A_z=14.88 \text{ cm}^2$ $A_x=39.12 \text{ cm}^2$
 $ea=0.6 \text{ cm}$ $I_y=3891.63 \text{ cm}^4$ $I_z=283.63 \text{ cm}^4$ $I_x=12.95 \text{ cm}^4$
 $es=1.0 \text{ cm}$ $W_{ely}=324.30 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=47.27 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = -0.35/39.12 = -0.09 \text{ MPa}$
 $\text{SigFy} = 33.28/324.30 = 102.61 \text{ MPa}$
 $\text{SigFz} = 0.00/47.27 = 0.04 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z=0.00$ $B=1.00$ $D=2.18$ $\text{Sig D}=65.08 \text{ MPa}$
 $\text{ID}_{\text{sup}}=5.50 \text{ m}$ $C=1.06$ $\text{kD}=2.24$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$$\text{SigN} + kD * \text{SigFy} + \text{SigFz} = -0.09 + 2.24 * 102.61 + 0.04 = 229.62 < 275.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = |1.54 * -2.62| = |-4.03| < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

III-4-2-4 : Verification des contreventements :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 4 croix**PIECE:** 187 Arbalétrier_CM66_187**POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 6 ELU /6/ 1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35

MATERIAU:

ACIER fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: cvt**

ht=17.5 cm

	Ay=13.35 cm ²	Az=13.35 cm ²	Ax=26.70 cm ²
ea=0.5 cm	Iy=965.50 cm ⁴	Iz=965.50 cm ⁴	Ix=1931.00 cm ⁴
	Wey=110.34 cm ³	Welz=110.34 cm ³	

CONTRAINTES:

$$\text{SigN} = 13.71/26.70 = 5.13 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.58/424.12 = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 2.15/114.28 = 18.80 \text{ MPa}$$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly=4.84 m	Muy=62.26
Lfy=4.84 m	k1y=1.00
Lambda y=80.52	kFy=1.03



en z:

Lz=4.84 m	Muz=62.26
Lfz=4.84 m	k1z=1.00
Lambda z=80.52	kFz=1.03

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k1 * \text{SigN} + kD * kFy * \text{SigFy} + kFz * \text{SigFz} = 1.00 * 5.13 + 1.00 * 1.03 * 1.36 + 1.03 * 18.80 = 25.83 < 275.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 0.54 = 0.83 < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 0.42 = 0.65 < 275.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

III-4-2-5 : Verification des poutres pallière :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 poutre palière

PIECE: 182 Arbalétrier_CM66_182
0.00 m

POINT: 1 COORDONNEE: $x = 0.00 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 6 ELU /2/ $1*1.35 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPN 240

ht=24.0 cm

bf=10.6 cm

ea=0.9 cm

es=1.3 cm

$A_y = 27.77 \text{ cm}^2$

$I_y = 4250.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 354.17 \text{ cm}^3$

$A_z = 20.88 \text{ cm}^2$

$I_z = 221.00 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 41.70 \text{ cm}^3$

$A_x = 46.10 \text{ cm}^2$

$I_x = 25.00 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 3.43/46.10 = 0.74 \text{ MPa}$

$\text{SigFy} = 0.81/354.17 = 2.28 \text{ MPa}$

$\text{SigFz} = 0.00/41.70 = 0.01 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$

$l_{D_inf} = 4.00 \text{ m}$

$B = 1.00$

$C = 1.59$

$D = 2.43$

$kD = 1.08$

$\text{Sig D} = 106.59 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.00 \text{ m}$

$L_{fy} = 4.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 41.66$

$\mu_y = 1603.03$

$k_{ly} = 1.00$

$k_{Fy} = 1.00$



en z:

$L_z = 4.00 \text{ m}$

$L_{fz} = 4.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 182.69$

$\mu_z = 83.36$

$k_{lz} = 1.00$

$k_{Fz} = 1.02$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 * \text{SigN} + kD * k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.00 * 0.74 + 1.08 * 1.00 * 2.28 + 1.02 * 0.01 = 3.22 < 275.00 \text{ MPa}$
(3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 275.00 \text{ MPa}$ (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.53 = 0.82 < 275.00 \text{ MPa}$ (1.313)

Profil correct !!!

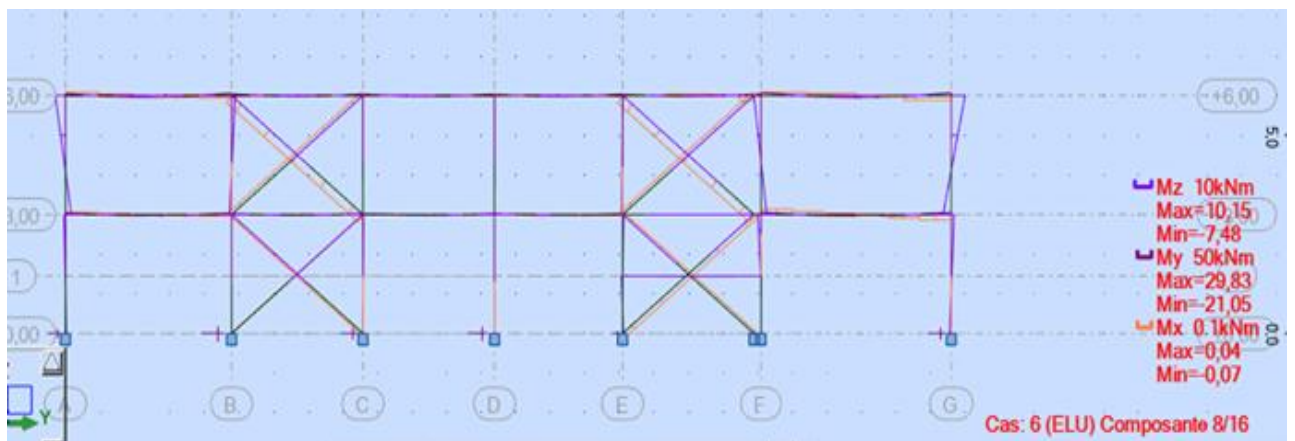
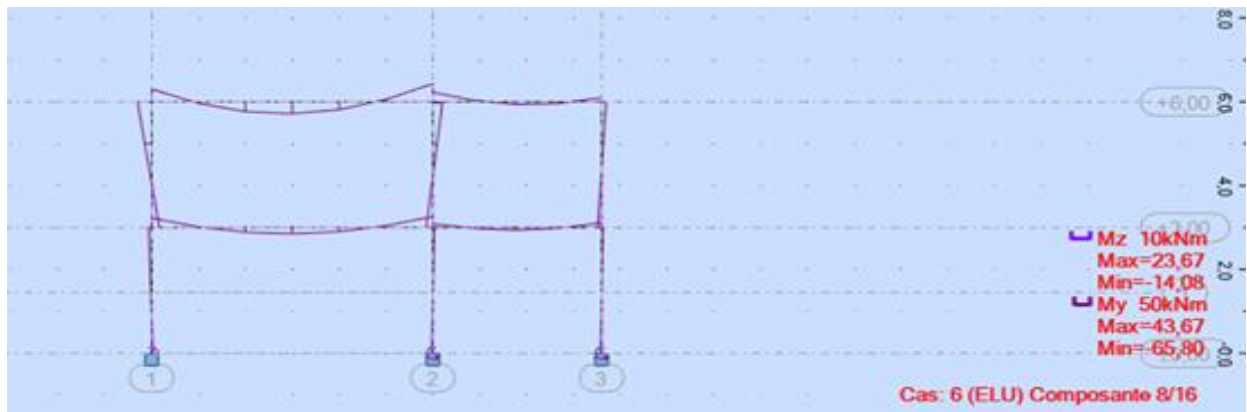


Figure IX -7 : Les diagrammes des moments a L'ELU

IV / Conclusion :

Après avoir terminer les vérification permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adopté dans le tableau ci-dessous :

Poutre principale	IPE 450
Poutre secondaire	IPE 220
Poutre palière	IPN 240
Poteau	HEA 300
Contreventement	CHS 175 x 5,0

Chapitre X : Calcul des assemblages :

Chapitre X : Calcul des assemblages :

I / Introduction :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assembler entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique , une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction ,les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

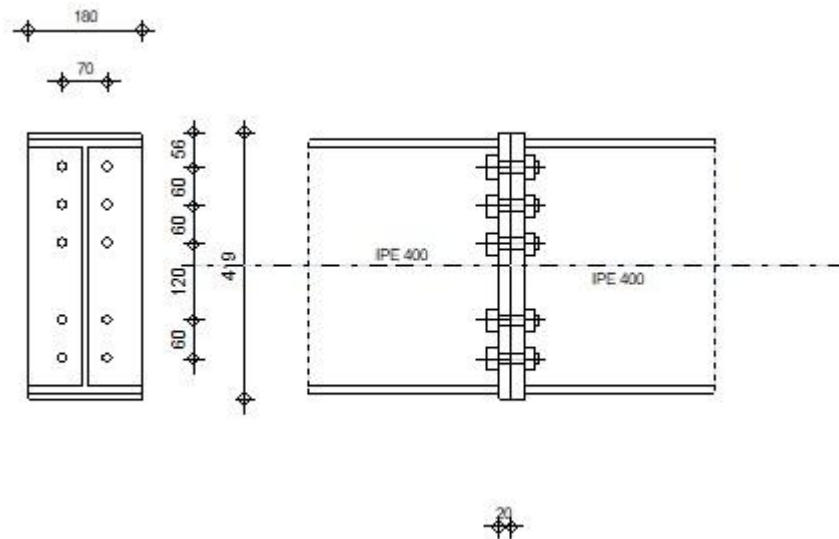
- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage .

Le logiciel **ROBOT** nous permet de calculer les différents assemblages et les résultats des calculs sont comme suit :

1/ Assemblage poutre – poutre :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</p> <p>NF P 22-430</p>	<div data-bbox="1321 1361 1391 1438">OK</div> <div data-bbox="1327 1482 1391 1550">Ratio 0,24</div>
---	---	--



GENERAL

Assemblage N°: 7

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 62

Barres de la structure: 46, 47

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 400

Barre N°: 46

$\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{tbl} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{tbl} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xbl} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 400

Barre N°: 47

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fbr} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbr} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xbr} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_b = 102,91$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 56$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
= 70 [mm]

Entraxe $p_i = 60; 60; 120; 60$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 419$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 180$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_{pr} =$ 419 [mm] Hauteur de la platine

$t_{pr} =$ 20 [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{epr} =$ 235,00 [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$ 7 [mm] Soudure âme

$a_t =$ 10 [mm] Soudure semelle

EFFORTS

Cas: 6: ELU /3/ 1*1.00 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.00

$M_y =$ 31,56 [kN*m] Moment fléchissant

$F_z =$ 36,49 [kN] Effort tranchant

$F_x =$ 1,82 [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	21	31			18	32									
2	Centraux	21	31													60
3	Centraux	21	31													90
4	Centraux	21	31													90

$x =$ 62 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	348	177,89	0,00	306,47	177,89	102,91	>	20,72	100,00

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	21	31			18	32									
2	Centraux	21	31													60
3	Centraux	21	31													90
4	Centraux	21	31													90

x = 62 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	348	177,89	0,00	306,47	177,89	102,91	>	20,72	100,00
2	288	73,23	70,95	99,70	73,23	102,91	>	17,17	100,00
3	228	82,54	106,42	149,55	82,54	102,91	>	13,63	100,00
4	108	82,54	106,42	149,55	82,54	102,91	>	6,54	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 17,17 < 70,95 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |134,88| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |84,34| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

T₁ = 3,65 [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_1 = 3,65$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 110,71$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$ $3,65 < 110,71$ **vérifié** (0,03)

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 112,50$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$


Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

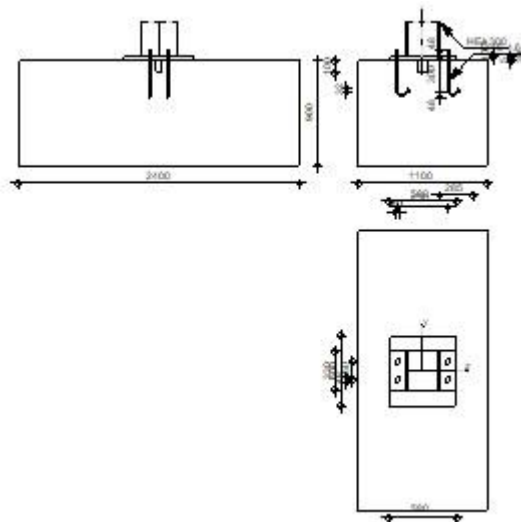
$N_{c adm} = 814,95$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ $112,50 < 814,95$ **vérifié** (0,14)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,24
--	-------	------

2 /Assemblage poteau – poutre :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)</p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p>Ratio 0,66</p>
---	--	---



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 57

Barres de la structure: 44

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 44

$\alpha =$ 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c =$ 290 [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} =$ 300 [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} =$ 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} =$ 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c =$ 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c =$ 112,53 [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} =$ 18263,50 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} =$ 275,00 [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} =$ 580 [mm] Longueur

$b_{pd} =$ 600 [mm] Largeur

$t_{pd} =$ 30 [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_e =$ 235,00 [MPa] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} =$ 580 [mm] Longueur

$b_{pp} =$ 330 [mm] Largeur

$t_{pp} =$ 5 [mm] Epaisseur

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 18 [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

n_H = 2 Nombre de colonnes des boulons

n_V = 2 Nombre de rangées des boulons

Ecartement e_{Hi} = 430 [mm]

Entraxe e_{Vi} = 150 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

L₁ = 48 [mm]

L₂ = 300 [mm]

L₃ = 96 [mm]

L₄ = 32 [mm]

Platine

l_{wd} = 40 [mm] Longueur

b_{wd} = 48 [mm] Largeur

t_{wd} = 10 [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100

h_w = 100 [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

σ_e = 235,00 [MPa] Résistance

SEMELLE ISOLEE

L = 1100 [mm] Longueur de la semelle

B = 2400 [mm] Largeur de la semelle

H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

BETON

f_{c28} = 20,00 [MPa] Résistance

BETON

$f_{c28} = 20,00$ [MPa] Résistance
 $\sigma_{bc} = 11,33$ [MPa] Résistance
 $n = 7,00$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: 6: ELU /6/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35$

$N = -272,79$ [kN] Effort axial
 $Q_y = 4,57$ [kN] Effort tranchant
 $Q_z = -6,53$ [kN] Effort tranchant
 $M_y = 8,31$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_z = 4,74$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BETON

PLAN XZ

$d_{tz} = 215$ [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y
 $z_0 = 580$ [mm] Zone comprimée $z_0 = l_{pd}$
 $p_{my} = 1,03$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y $p_{my} = (6*M_y + N * l_{pd}) / (b_{pd} * l_{pd}^2)$
 $F_{ty} = 0,00$ [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

PLAN XY

$d_{ty} = 75$ [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z
 $y_0 = 600$ [mm] Zone comprimée $y_0 = b_{pd}$
 $p_{mz} = 0,9$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_z $p_{mz} = (6*M_z + N * b_{pd}) / (l_{pd} * b_{pd}^2)$
 $F_{tz} = 0,0$ [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$p_m = 1,17$ [MPa] Contrainte maxi dans le béton $p_m = p_{my} + p_{mz} - |N| / (l_{pd} * b_{pd})$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

K = 1,00 Coefficient de zone de pression diamétrale

$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	$1,17 < 11,33$	vérifié	(0,10)
--------------------------------	----------------	---------	--------

Transfert des efforts tranchants

$ t_z \leq (A \cdot \sigma_e)/1.54$	$ 0,00 < 31,33$	vérifié	(0,00)
--------------------------------------	------------------	---------	--------

$ t_y \leq (A \cdot \sigma_e)/1.54$	$ 0,00 < 31,33$	vérifié	(0,00)
--------------------------------------	------------------	---------	--------

BECHE

Béton

$ T_z \leq (I - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	$ -6,53 < 43,63$	vérifié	(0,15)
---	-------------------	---------	--------

$ T_y \leq (I-30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$	$ 4,57 < 79,33$	vérifié	(0,06)
---	------------------	---------	--------

Ame

$ T_z \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ -6,53 < 49,29$	vérifié	(0,13)
---	-------------------	---------	--------

$ T_y \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ 4,57 < 85,07$	vérifié	(0,05)
---	------------------	---------	--------

Semelle

$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / I / (1/h + 1/h_0)$	$ -6,53 < 164,35$	vérifié	(0,04)
--	--------------------	---------	--------

$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / I / (1/h + 1/h_0)$	$ 4,57 < 67,17$	vérifié	(0,07)
--	------------------	---------	--------

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ -6,53 < 137,38$	vérifié	(0,05)
---	--------------------	---------	--------

$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / I / (1/h + 1/h_0)$	$ 4,57 < 132,40$	vérifié	(0,03)
--	-------------------	---------	--------

Semelle

$ T_z \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t \cdot f / I / (1/h + 1/h_0)$	$ -6,53 < 233,00$	vérifié	(0,03)
--	--------------------	---------	--------

$ T_y \leq (I - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	$ 4,57 < 157,85$	vérifié	(0,03)
---	-------------------	---------	--------

Ame poteau

$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / I / (1/h + 1/h_0)$	$ -6,53 < 592,64$	vérifié	(0,01)
--	--------------------	---------	--------

$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t \cdot f / I / (1/h + 1/h_0)$	$ 4,57 < 321,29$	vérifié	(0,01)
--	-------------------	---------	--------

PLATINE

Zone comprimée

M₂₂' = 6,77 [kN*m] Moment fléchissant

M₂₂= b_{pd}/24 * (l_{pd}-h_c)²*(p+2*p_m)

$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	$6,77 < 21,15$	vérifié	(0,32)
---	----------------	---------	--------

Cisaillement

$V_{22'} = 89,26$ [kN]	Effort tranchant
------------------------	------------------

$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5$	$89,26 < 1628,13$	vérifié	(0,05)
--	-------------------	---------	--------

$t_{pmin} = 2$ [mm]	$t_{pmin} = V_{22'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
---------------------	---

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$30 > 2$	vérifié	(0,05)
------------------------	----------	---------	--------

$M_3 = 7,88$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_3 = 0.125 \cdot p_m \cdot b_{pd} \cdot (b_{pd} - b_{fc})^2$
---------------------	--------------------	--

$M_3 \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	$7,88 < 21,15$	vérifié	(0,37)
---	----------------	---------	--------

$t_{pd} \geq 0.139 \cdot (l_{pd} - h_c) \cdot p_m^{1/3}$	$30 > 20$	vérifié	(0,66)
--	-----------	---------	--------

Pression diamétrale

$ t_z = 0,00$ [kN]	Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 \cdot N) / n_v$
---------------------	------------------	-----------------------------------

$ t_z' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$	vérifié	(0,00)
---	-------------------	---------	--------

$ t_y = 0,00$ [kN]	Effort tranchant	$t_y = (Q_y - 0.3 \cdot N) / n_v$
---------------------	------------------	-----------------------------------

$ t_y' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$	vérifié	(0,00)
---	-------------------	---------	--------

PLATINE DE PRESCELLEMENT

Pression diamétrale

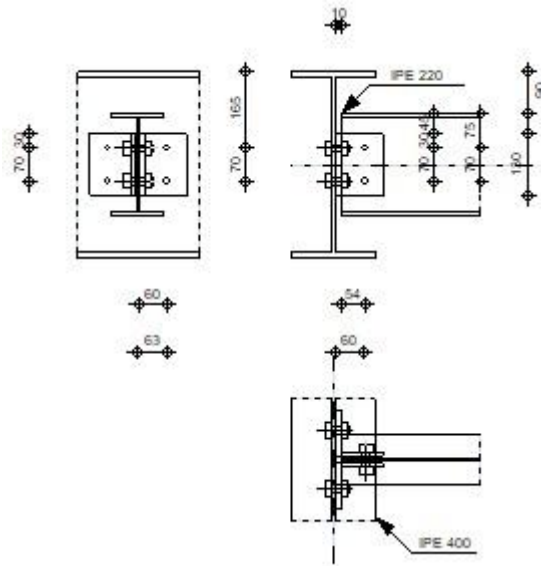
$ t_z' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	$ 0,00 < 56,40$	vérifié	(0,00)
---	------------------	---------	--------

$ t_y' \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	$ 0,00 < 56,40$	vérifié	(0,00)
---	------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,66
--	-------	------

3 / Assemblage solive – poutre :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	
		Ratio 0,23



GENERAL

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 95

Barres de la structure: 27, 142

GEOMETRIE

POUTRE PORTEUSE

Profilé: IPE 400

Barre N°: 27

$\alpha_1 = 180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h = 400$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b = 180$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

$t_w = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

$t_f = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale

$r = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_y = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 220

Barre N°: 142

$\alpha_2 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 33,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 2771,84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,00$ [MPa] Résistance

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_c = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_c = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$L_c = 130$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER

$\sigma_c = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d' = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$A'_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas: 6: ELU /6/ 1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35

$T =$ 15,75 [kN] Effort tranchant

RESULTATS

BOULONS

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |15,75| < 69,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A_v' * f_y \quad |15,75| < 146,37 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |15,75| < 74,47 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e$	15,75 < 454,08	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	------------------	---------	--------

Pince transversale

$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb}$	15,75 < 304,22	vérifié	(0,05)
--	------------------	---------	--------

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb}$	15,75 < 178,86	vérifié	(0,09)
--	------------------	---------	--------

CORNIERE

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)}$	15,75 < 252,43	vérifié	(0,06)
--	------------------	---------	--------

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	15,75 < 528,00	vérifié	(0,03)
---------------------------------------	------------------	---------	--------

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	15,75 < 412,50	vérifié	(0,04)
---	------------------	---------	--------

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c$	15,75 < 412,50	vérifié	(0,04)
---	------------------	---------	--------

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	15,75 < 233,39	vérifié	(0,07)
---	------------------	---------	--------

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	15,75 < 233,39	vérifié	(0,07)
---	------------------	---------	--------

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c$	15,75 < 211,91	vérifié	(0,07)
-------------------------------------	------------------	---------	--------

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	15,75 < 240,93	vérifié	(0,07)
---	------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,23
--	-------	------

4 / Assemblage poteau d'angle – poutre :



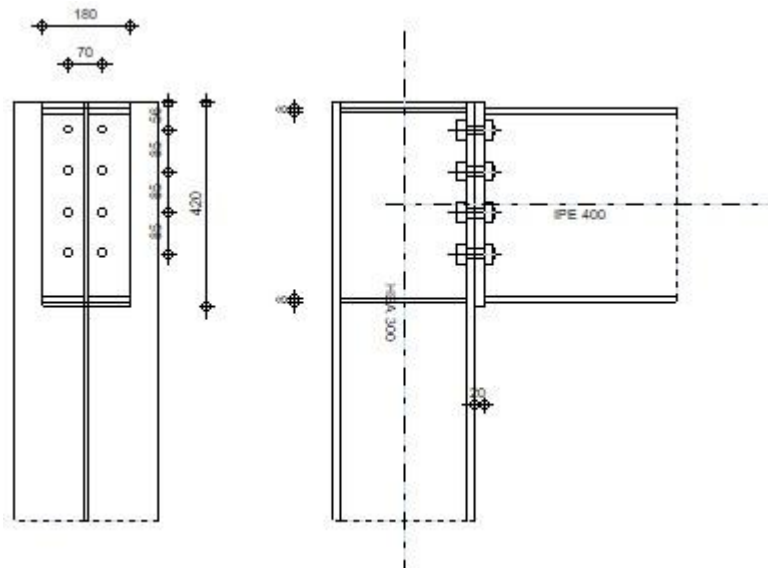
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-430



Ratio
0,16



GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 60

Barres de la structure: 45, 49

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 45

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

Profilé: HEA 300

$A_c = 112,53 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 18263,50 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 400

Barre N°: 49

$\alpha = -0,0 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison

$h_b = 400 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 180 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 14 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 84,46 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 23128,40 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_b = 131,32 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 56 \text{ [mm]}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
= 70 [mm]

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Entraxe $p_i = 85; 85; 85$ [mm]

PLATINE

$h_p = 420$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 262$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 146$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_f = 10$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

EFFORTS

Cas: 6: ELU /6/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35$

$M_y = 17,54$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 27,16$ [kN] Effort tranchant

$M_y = 17,54$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_x = -9,95$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intér ieurs	21	31			18	32	4	31			28	38			
2	Centr aux	21	31					4	31							85
3	Centr aux	21	31					4	31							85
4	Centr aux	21	31					4	31							85

$x = 62$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	348	177,89	0,00	327,24	466,17	131,32	>	12,01	100,00
2	263	81,32	99,34	141,24	316,13	131,32	>	8,77	100,00
3	178	81,32	99,34	141,24	316,13	131,32	>	5,53	100,00
4	93	81,32	99,34	141,24	316,13	131,32	>	2,29	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$

8,77 < 81,32

vérifié

(0,11)

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{\text{imax}} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |61,26| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{\text{imax}}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{\text{red}} \quad |41,67| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$T_1 = 3,39 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 136,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 3,39 < 136,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

VERIFICATION DE LA POUTRE

$$F_{\text{res}} = 77,10 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression} \quad F_{\text{res}} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{\text{c adm}} = 810,83 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{\text{c adm}} = A_{\text{bc}} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{\text{bc}} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}} \quad 77,10 < 810,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}} \quad 77,10 < 1000,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 481,84 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$$

$$|F_{\text{res}}| \leq V_R \quad |77,10| < 481,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 31 [mm] < 33 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,16

5 / Assemblage Poteau – bêche :



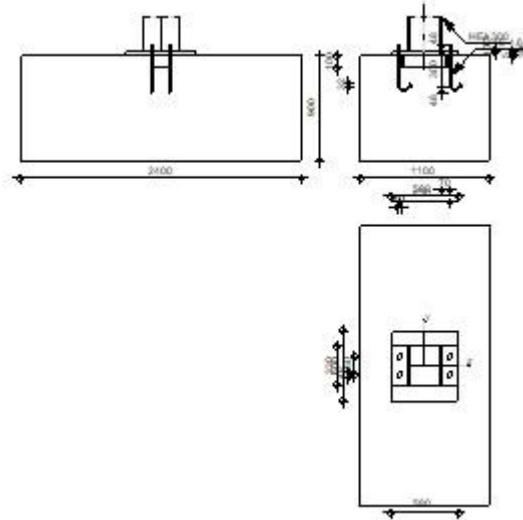
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0,65



GENERAL

Assemblage N°: 11

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 28

Barres de la structure: 22

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 22

$\alpha =$ 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c =$ 290 [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} =$ 300 [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} =$ 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} =$ 14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c =$ 27 [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c =$ 112,53 [cm²] Aire de la section du poteau

Profilé: HEA 300

$I_{yc} = 18263,50 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} = 275,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 580 \text{ [mm]}$ Longueur

$b_{pd} = 600 \text{ [mm]}$ Largeur

$t_{pd} = 30 \text{ [mm]}$ Epaisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00 \text{ [MPa]}$ Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} = 580 \text{ [mm]}$ Longueur

$b_{pp} = 330 \text{ [mm]}$ Largeur

$t_{pp} = 5 \text{ [mm]}$ Epaisseur

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$d = 16 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon

$d_0 = 16 \text{ [mm]}$ Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 430 \text{ [mm]}$

Entraxe $e_{Vi} = 150 \text{ [mm]}$

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48 \text{ [mm]}$

$L_2 = 300 \text{ [mm]}$

$L_3 = 96 \text{ [mm]}$

$L_4 = 32 \text{ [mm]}$

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 400

$h_w = 100$ [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

SEMELLE ISOLEE

$L = 1100$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 2400$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} = 20,00$ [MPa] Résistance

$\sigma_{bc} = 11,33$ [MPa] Résistance

$n = 7,00$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: 6: ELU /6/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50 + 4*1.35 + 5*1.35$

$N = -237,78$ [kN] Effort axial

$Q_y = 0,08$ [kN] Effort tranchant

$Q_z = 16,07$ [kN] Effort tranchant

$M_y = -15,20$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_z = 0,11$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BETON

Plan XZ

$d_{tz} = 215$ [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

$z_0 = 580$ [mm] Zone comprimée

$$z_0 = l_{pd}$$

$p_{my} = 1,14$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y

$$p_{my} = (6 \cdot M_y + N \cdot l_{pd}) / (b_{pd} \cdot l_{pd}^2)$$

$F_{ty} = 0,00$ [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

Plan XY

$d_{ty} = 75$ [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

$y_0 = 600$ [mm] Zone comprimée

$$y_0 = b_{pd}$$

$p_{mz} = 0,69$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y

$$p_{mz} = (6 \cdot M_z + N \cdot b_{pd}) / (l_{pd} \cdot b_{pd}^2)$$

$F_{tz} = 0,00$ [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

Vérification du béton pour la pression diamétrale

$p_m = 1,14$ [MPa] Contrainte maxi dans le béton

$$p_m = p_{my} + p_{mz} - |N| / (l_{pd} \cdot b_{pd})$$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$h_b = 1100$ [mm]

$$h_b = 2 \cdot [(b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_h]$$

$b_b = 820$ [mm]

$$b_b = \max(2 \cdot (b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$$

$$K = \max(1.1; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) \cdot \sqrt{[(1 - b_{pd}/b_b) \cdot (1 - l_{pd}/h_b)]})$$

[Lescouarc'h (1.c)]

$K = 1,62$ Coefficient de zone de pression diamétrale

$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	$1,14 < 18,36$	vérifié	(0,06)
--------------------------------	----------------	---------	--------

Transfert des efforts tranchants

$ t_z' \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$	$ 0,00 < 31,33$	vérifié	(0,00)
---	------------------	---------	--------

$ t_y' \leq (A \cdot \sigma_e) / 1.54$	$ 0,00 < 31,33$	vérifié	(0,00)
---	------------------	---------	--------

BECHE

Béton

$ T_z \leq (I - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	$ 16,07 < 142,80$	vérifié	(0,11)
---	--------------------	---------	--------

$ T_y \leq (I - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot H$	$ 0,08 < 317,33$	vérifié	(0,00)
---	-------------------	---------	--------

Ame

$ T_z \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ 16,07 < 435,23$	vérifié	(0,04)
---	--------------------	---------	--------

$ T_y \leq f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ 0,08 < 659,39$	vérifié	(0,00)
---	-------------------	---------	--------

Semelle

$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t^* f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 16,07 < 2880,08$	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t^* f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,08 < 1364,17$	vérifié	(0,00)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k \cdot f \cdot t \cdot h / \sqrt{3}$	$ 16,07 < 578,37$	vérifié	(0,03)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t^* f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,08 < 1281,88$	vérifié	(0,00)

Semelle

$ T_z \leq 2 \cdot 3 \cdot b \cdot t^* f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 16,07 < 1724,04$	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq (l - 30) \cdot \sigma_{bc} \cdot B$	$ 0,08 < 531,54$	vérifié	(0,00)

Ame poteau

$ T_z \leq 3 \cdot b \cdot t^* f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 16,07 < 626,53$	vérifié	(0,03)
$ T_y \leq 3 \cdot b \cdot t^* f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 0,08 < 1788,91$	vérifié	(0,00)

PLATINE

Zone comprimée

$$M_{22'} = 6,60 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_{22'} = b_{pd}/24 \cdot (l_{pd}-h_c)^2 \cdot (p+2 \cdot p_m)$$

$$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6 \quad 6,60 < 21,15 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

Cisaillement

$$V_{22'} = 87,06 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant}$$

$$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5 \quad 87,06 < 1628,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$t_{pmin} = 2 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{22'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$$

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 30 > 2 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$M_3 = 7,68 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_3 = 0.125 \cdot p_m \cdot b_{pd} \cdot (b_{pd}-b_{fc})^2$$

$$M_3 \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6 \quad 7,68 < 21,15 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$$t_{pd} \geq 0.139 \cdot (l_{pd}-h_c) \cdot p_m^{1/3} \quad 30 > 20 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

Pression diamétrale

$$|t_z| = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad t_z = (Q_z - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_z'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,00| < 338,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|t_y| = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad t_y = (Q_y - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$ t_y \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,00 < 338,40$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	---------	--------

PLATINE DE PRESCELLEMENT

Pression diamétrale

$ t_z \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,00 < 56,40$	vérifié	(0,00)
$ t_y \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,00 < 56,40$	vérifié	(0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,65
--	-------	------

Chapitre XI :

Dimensionnement des

fondations

Chapitre XI : Dimensionnement des fondations

I/ Introduction :

Une **fondation** se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à **2 bars**.

II/ caractéristique des matériaux :

Béton :

Contrainte limite du béton :

A L'ELU :

$$\bullet \quad f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,9 & \text{si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h} \\ \theta = 0,85 & \text{si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\bullet \quad \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Acier :

Contrainte limite de l'acier :

A L'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 & \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = f_e \quad \text{si : la fissuration est peu nuisible} \\ \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPA} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{si : la fissuration est préjudiciable} \\ \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot f_{tj}} \right) \quad \text{si : la fissuration est très préjudiciable} \end{array} \right.$$

On a : fissuration Préjudiciable **donc :**

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPA} ; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPA}$$

III / Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A) , les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

IV / Etude des semelles :

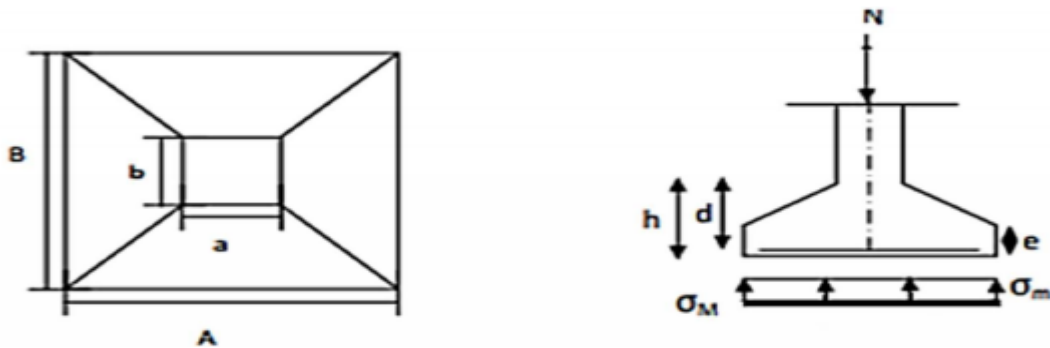


Figure XI -1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

IV-1 : Charge a prendre en considération :

Tableau XI-1 : effort normal

	Effort	ELU	ELS
Semelle	M (KN. m)	15,509	11,214
	N _{sd} (KN)	511,29	372,38
σ_{sol}	2 Bar = 0,2 MPA = 200KN/ m		

IV-2 : Dimensionnement de la semelle :

- **Détermination de A et B :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \text{ D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Nous avons :

$$\begin{cases} a = 290 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{a}{b} = 0,96 \\ \frac{b}{a} = 1,03 \end{cases}$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{372,38}{200} = 1,86$$

$$\begin{cases} B \geq 1,38 \text{ m} \\ A \geq 1,33 \text{ m} \end{cases}$$

On prend des semelles isolée (1,4 m x 1,4m)

- **Détermination de la hauteur de la semelle :**

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

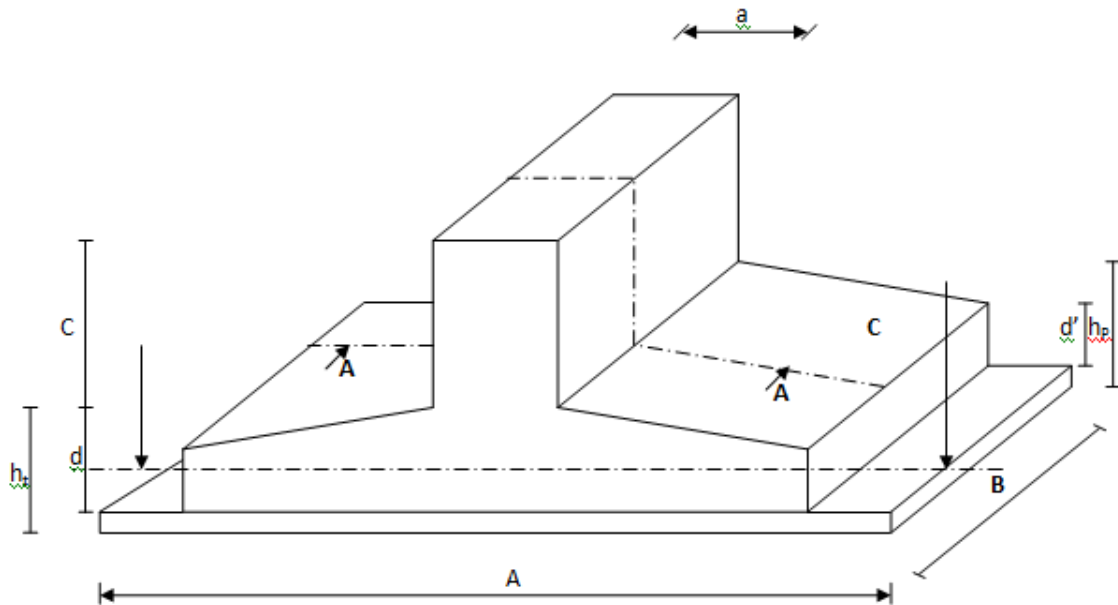
$$d \geq \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d = 0,3 + 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$d \geq 35 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

Donc : $h = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$



FigureXI-2 : Dimensionnement de la semelle

V / Calcul du ferrailage :

A L'ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{511,29 \times (1,5 - 0,29) \times 10^{-3}}{8 \times 0,35 \times 347,83 \times 10^{-2}} = 6,35 \text{ cm}^2$$

A L'ELS :

$$A_s = \frac{372,38 \times (1,4 - 0,29) \times 10^{-3}}{8 \times 0,35 \times 201,63 \times 10^{-2}} = 7,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

VI / Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

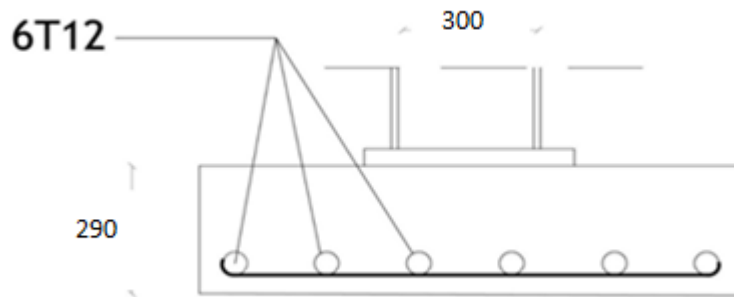
$$A_s = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 0,23 \times \frac{290 \times 300 \times 2,1}{400} = 105,05 \text{ mm}^2 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6HA12 (6.78cm²) : Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **6HA10** (**4,71 cm²**) : Armature de répartition



FigureXI -3 : Ferrailage des semelles isolées

VII/ Etude des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VII-1 : Dimensionnement des longrine :

Suivant **RPA2003**, il faut dimensionner la longrine de telle façon que la section minimale sera (25,30) cm²

VII-2 : Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\text{A L'ELU : } F = \frac{N}{\alpha} = 42,60 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$\text{A L'ELS : } F = \frac{N}{\alpha} = 31,03 \text{ KN}$$

D'où : $F = \max (42,60 \text{ KN} ; 31,03 \text{ KN} ; 20 \text{ KN})$

$$F = 42,60 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{347,83 \times 10^3} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{20}{201,63 \times 10^3} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc: on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$
- $0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,9056 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t \min ; b/10) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

Alors on prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

VII-3: Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \phi_t) \rightarrow S_t \leq (20\text{cm} ; 15\phi_t) \Rightarrow S_t \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement **$S_t = 10 \text{ cm}$**

Conclusion Général :

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Euro codes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT, ETABS, AUTOCAD).

Ce projet de fin d'études nous a permis de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie : la structure mixte, les assemblages et les fondations, et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus,

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Annexes

Tableau des
armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)

Catégorie de terrain	K_T	$h_0(m)$	$h_{min}(m)$	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0.22	0.3	8	0.37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.24	1	16	0.46

Profils HEA

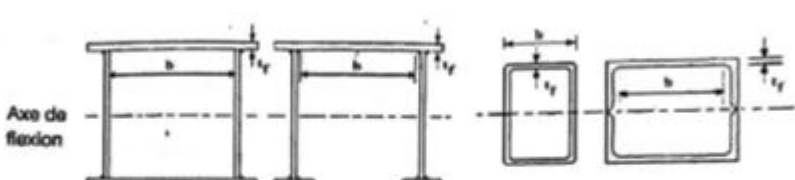

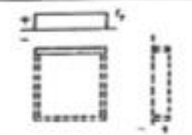
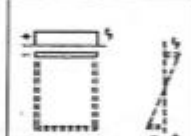
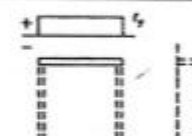
Compression		$(N_{sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$										$(N_{sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$									
Profil Poutre	Révisi- on	Effort Axial N_{sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)				Effort Axial N_{sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)					
			h_p	b_p	t_p	Prog.	h_b	b_b	d_f	h_p		b_p	t_p	Prog.	h_b	b_b	d_f				
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E		210	210	100			
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E		235	240	100			
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E		270	280	100			
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E		300	315	100			
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	537	220	230	12	E		330	345	110			
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E		370	385	125			
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E		405	420	135			
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E		445	460	150			
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E		475	490	160			
HEA280	2280	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	340	350	28	C		450	465	150			
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	370	380	30	C		480	495	160			
HEA320	2923	731	345	355	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E		585	570	195			
HEA340	3127	784	365	355	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E		625	580	210			
HEA360	3355	829	385	355	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E		655	580	220			
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E		730	595	245			
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E		810	600	270			
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E		895	610	300			
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	330	34	C		885	525	295			
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C		960	525	320			
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C		1045	535	350			
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C		1120	535	375			
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C		1275	540	425			
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C		1425	540	475			

Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

Compression		$(N_{sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$										$(N_{sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$									
Profil Poutre	Révisi- on	Effort Axial N_{sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)						
			h_p	b_p	t_p	Prog.	h_b	b_b	d_f		h_p	b_p	t_p	Prog.	h_b	b_b	d_f				
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E		160	115	100			
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E		195	130	100			
IPE120	310	78	135	80	8	C	204	120	100	155	150	95	8	E		225	145	100			
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	191	175	105	8	E		265	160	100			
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E		295	180	100			
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	267	220	130	10	E		330	195	110			
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E		360	210	120			
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E		400	235	135			
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E		435	255	145			
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	180	18	C		445	240	150			
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C		490	265	165			
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C		535	280	180			
IPE360	1700	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C		585	300	195			
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	962	430	210	22	C		645	315	215			
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C		720	330	240			
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C		805	355	270			
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C		880	370	295			
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C		960	390	320			

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois internes de semelles (parallèles à l'axe de flexion)

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)				
				
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$ $b/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$ $b/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Sections creuses laminées Autres	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$ $b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275
		ϵ	1	0,92
				355
				0,81

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

$d = h - 3t \quad [t = t_f = t_{wf}]$

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 41.5 \epsilon \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0.67 + 0.33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
	ϵ	1	0.92	0.81

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Coefficient de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	





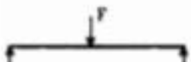

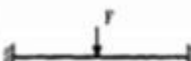

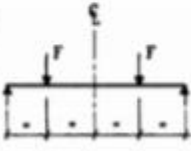

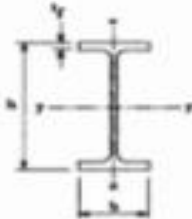




Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de section	axes	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	a b b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c c d
Sections creusées 	laminées à chaud	quel q/z soit	a
	formées à froid - en utilisant t_{fb} *)	quel q/z soit	b
	formées à froid - en utilisant t_{fb} *)	quel q/z soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel q/z soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y-y$ $z-z$	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel q/z soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):
Courbe de flambement a:

Reduction factors χ for buckling curve a ($\alpha = 0.21$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9978	0.9956	0.9934	0.9912	0.9890	0.9867	0.9844	0.9821	0.9798	0.20
0.30	0.9775	0.9751	0.9728	0.9704	0.9680	0.9655	0.9630	0.9605	0.9580	0.9554	0.30
0.40	0.9528	0.9501	0.9474	0.9447	0.9419	0.9391	0.9363	0.9335	0.9304	0.9273	0.40
0.50	0.9243	0.9211	0.9179	0.9147	0.9114	0.9080	0.9045	0.9010	0.8974	0.8937	0.50
0.60	0.8900	0.8862	0.8823	0.8783	0.8742	0.8700	0.8657	0.8614	0.8569	0.8524	0.60
0.70	0.8477	0.8430	0.8382	0.8332	0.8282	0.8230	0.8178	0.8124	0.8069	0.8014	0.70
0.80	0.7957	0.7899	0.7841	0.7781	0.7721	0.7659	0.7597	0.7534	0.7470	0.7405	0.80
0.90	0.7339	0.7273	0.7206	0.7139	0.7071	0.7003	0.6934	0.6865	0.6796	0.6726	0.90
1.00	0.6656	0.6589	0.6516	0.6446	0.6376	0.6306	0.6236	0.6167	0.6098	0.6029	1.00
1.10	0.5960	0.5892	0.5824	0.5757	0.5690	0.5623	0.5557	0.5492	0.5427	0.5363	1.10
1.20	0.5300	0.5237	0.5175	0.5114	0.5053	0.4992	0.4934	0.4875	0.4817	0.4760	1.20
1.30	0.4703	0.4648	0.4593	0.4538	0.4485	0.4432	0.4380	0.4329	0.4278	0.4228	1.30
1.40	0.4175	0.4130	0.4083	0.4036	0.3989	0.3943	0.3898	0.3854	0.3810	0.3767	1.40
1.50	0.3724	0.3682	0.3641	0.3601	0.3561	0.3521	0.3482	0.3444	0.3406	0.3369	1.50
1.60	0.3332	0.3298	0.3261	0.3226	0.3191	0.3157	0.3124	0.3091	0.3058	0.3026	1.60
1.70	0.2994	0.2963	0.2933	0.2902	0.2872	0.2843	0.2814	0.2786	0.2757	0.2730	1.70
1.80	0.2702	0.2675	0.2649	0.2623	0.2597	0.2571	0.2546	0.2522	0.2497	0.2473	1.80
1.90	0.2445	0.2426	0.2403	0.2380	0.2358	0.2335	0.2314	0.2292	0.2271	0.2250	1.90
2.00	0.2229	0.2209	0.2188	0.2168	0.2149	0.2129	0.2110	0.2091	0.2073	0.2054	2.00
2.10	0.2036	0.2018	0.2001	0.1983	0.1966	0.1949	0.1932	0.1915	0.1899	0.1883	2.10
2.20	0.1867	0.1851	0.1836	0.1820	0.1805	0.1790	0.1775	0.1760	0.1746	0.1732	2.20
2.30	0.1717	0.1704	0.1690	0.1676	0.1663	0.1649	0.1636	0.1623	0.1610	0.1598	2.30
2.40	0.1585	0.1573	0.1560	0.1548	0.1536	0.1524	0.1513	0.1501	0.1490	0.1478	2.40
2.50	0.1467	0.1456	0.1445	0.1434	0.1424	0.1413	0.1403	0.1392	0.1382	0.1372	2.50
2.60	0.1362	0.1352	0.1342	0.1332	0.1323	0.1313	0.1304	0.1295	0.1285	0.1276	2.60
2.70	0.1267	0.1258	0.1250	0.1241	0.1232	0.1224	0.1215	0.1207	0.1198	0.1190	2.70
2.80	0.1182	0.1174	0.1166	0.1158	0.1150	0.1143	0.1135	0.1128	0.1120	0.1113	2.80
2.90	0.1105	0.1098	0.1091	0.1084	0.1077	0.1070	0.1063	0.1056	0.1049	0.1042	2.90
3.00	0.1036	0.1029	0.1022	0.1016	0.1010	0.1003	0.0997	0.0991	0.0985	0.0978	3.00
3.10	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0949	0.0943	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	3.10
3.20	0.0915	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	3.20
3.30	0.0862	0.0857	0.0852	0.0847	0.0842	0.0837	0.0832	0.0828	0.0823	0.0818	3.30
3.40	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791	0.0786	0.0782	0.0778	0.0773	3.40
3.50	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	3.50
3.60	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	3.60

Courbe de flambement b:

[illegible]

Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):
 Courbe de flambement c:

Reduction Factors χ for buckling curve c ($\alpha = 0.49$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9949	0.9896	0.9847	0.9797	0.9746	0.9695	0.9644	0.9593	0.9542	0.20
0.30	0.9491	0.9440	0.9386	0.9336	0.9286	0.9235	0.9183	0.9131	0.9078	0.9026	0.30
0.40	0.8973	0.8920	0.8867	0.8813	0.8760	0.8705	0.8651	0.8596	0.8541	0.8486	0.40
0.50	0.8430	0.8374	0.8317	0.8261	0.8204	0.8146	0.8088	0.8030	0.7972	0.7913	0.50
0.60	0.7854	0.7794	0.7735	0.7675	0.7614	0.7554	0.7493	0.7432	0.7370	0.7308	0.60
0.70	0.7247	0.7185	0.7123	0.7060	0.6998	0.6935	0.6873	0.6810	0.6747	0.6684	0.70
0.80	0.6622	0.6559	0.6496	0.6433	0.6371	0.6308	0.6246	0.6184	0.6122	0.6060	0.80
0.90	0.5998	0.5937	0.5876	0.5815	0.5755	0.5695	0.5635	0.5575	0.5516	0.5456	0.90
1.00	0.5399	0.5342	0.5284	0.5227	0.5171	0.5115	0.5059	0.5004	0.4950	0.4896	1.00
1.10	0.4842	0.4790	0.4737	0.4685	0.4634	0.4583	0.4533	0.4483	0.4434	0.4386	1.10
1.20	0.4336	0.4290	0.4243	0.4197	0.4151	0.4106	0.4061	0.4017	0.3974	0.3931	1.20
1.30	0.3888	0.3848	0.3805	0.3764	0.3724	0.3684	0.3644	0.3606	0.3567	0.3529	1.30
1.40	0.3492	0.3455	0.3419	0.3383	0.3348	0.3313	0.3279	0.3245	0.3211	0.3178	1.40
1.50	0.3145	0.3113	0.3081	0.3050	0.3019	0.2989	0.2959	0.2929	0.2900	0.2871	1.50
1.60	0.2842	0.2814	0.2786	0.2759	0.2732	0.2705	0.2679	0.2653	0.2627	0.2602	1.60
1.70	0.2577	0.2553	0.2528	0.2504	0.2481	0.2457	0.2434	0.2412	0.2389	0.2367	1.70
1.80	0.2345	0.2324	0.2302	0.2281	0.2260	0.2240	0.2220	0.2200	0.2180	0.2161	1.80
1.90	0.2141	0.2122	0.2104	0.2085	0.2067	0.2049	0.2031	0.2013	0.1996	0.1979	1.90
2.00	0.1962	0.1945	0.1929	0.1912	0.1896	0.1880	0.1864	0.1849	0.1833	0.1818	2.00
2.10	0.1803	0.1788	0.1774	0.1759	0.1745	0.1731	0.1717	0.1703	0.1689	0.1676	2.10
2.20	0.1662	0.1649	0.1636	0.1623	0.1611	0.1598	0.1585	0.1573	0.1561	0.1549	2.20
2.30	0.1537	0.1525	0.1514	0.1502	0.1491	0.1480	0.1468	0.1457	0.1446	0.1436	2.30
2.40	0.1425	0.1415	0.1404	0.1394	0.1384	0.1374	0.1364	0.1354	0.1344	0.1334	2.40
2.50	0.1325	0.1315	0.1306	0.1297	0.1287	0.1279	0.1269	0.1260	0.1252	0.1243	2.50
2.60	0.1234	0.1226	0.1217	0.1209	0.1201	0.1193	0.1184	0.1176	0.1168	0.1161	2.60
2.70	0.1153	0.1145	0.1137	0.1130	0.1122	0.1115	0.1108	0.1100	0.1093	0.1086	2.70
2.80	0.1079	0.1072	0.1065	0.1058	0.1051	0.1045	0.1038	0.1031	0.1025	0.1018	2.80
2.90	0.1012	0.1006	0.0999	0.0993	0.0987	0.0981	0.0975	0.0969	0.0963	0.0957	2.90
3.00	0.0951	0.0945	0.0939	0.0934	0.0928	0.0922	0.0917	0.0911	0.0906	0.0901	3.00
3.10	0.0895	0.0890	0.0885	0.0879	0.0874	0.0869	0.0864	0.0859	0.0854	0.0849	3.10
3.20	0.0844	0.0839	0.0835	0.0830	0.0825	0.0820	0.0816	0.0811	0.0806	0.0802	3.20
3.30	0.0797	0.0793	0.0788	0.0784	0.0780	0.0775	0.0771	0.0767	0.0763	0.0759	3.30
3.40	0.0754	0.0750	0.0746	0.0742	0.0738	0.0734	0.0730	0.0726	0.0722	0.0719	3.40
3.50	0.0715	0.0711	0.0707	0.0703	0.0700	0.0696	0.0692	0.0689	0.0685	0.0682	3.50
3.60	0.0678	0.0675	0.0671	0.0668	0.0664	0.0661	0.0657	0.0654	0.0651	0.0647	3.60

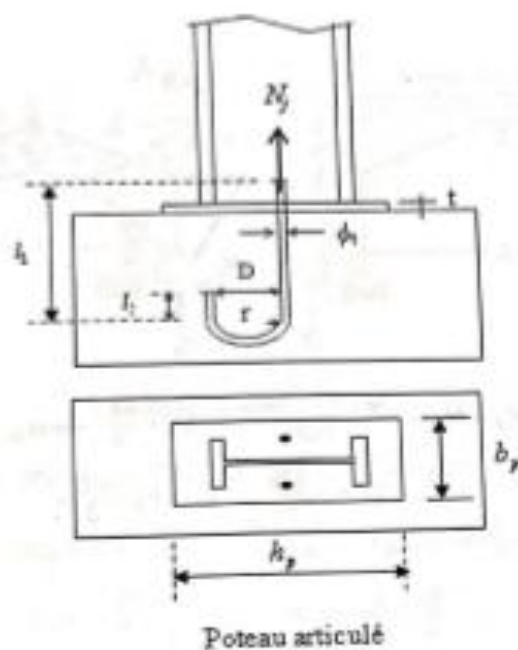
Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):
Courbe de flambement d:

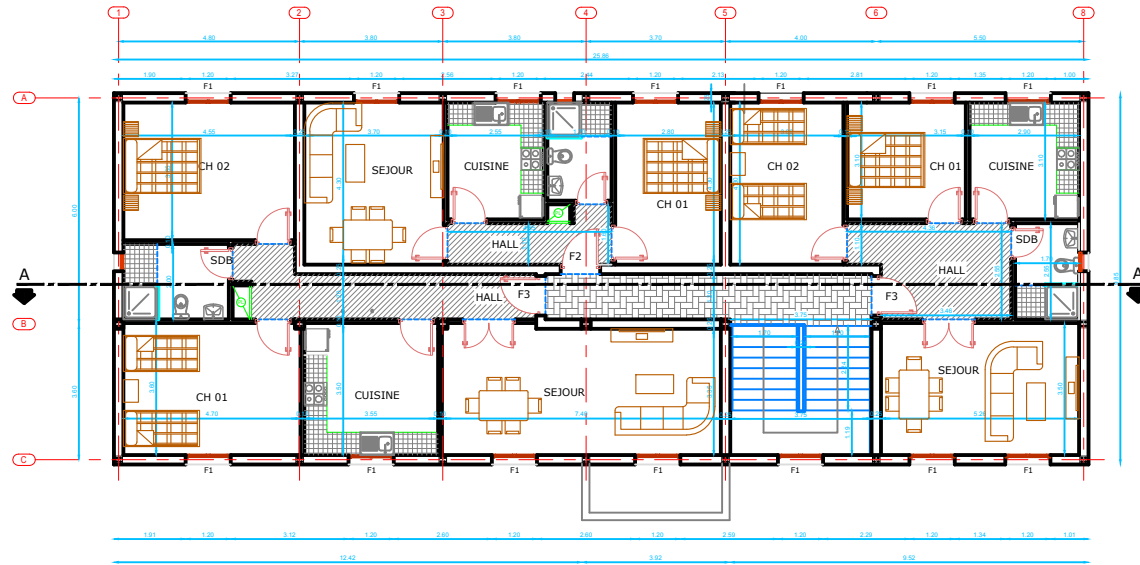
Reduction factors χ for buckling curve d ($\alpha = 0.76$)										
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.20	1.0000	0.9991	0.9983	0.9975	0.9968	0.9961	0.9953	0.9945	0.9938	0.9930
0.30	0.9935	0.9160	0.9088	0.9013	0.8939	0.8866	0.8793	0.8721	0.8648	0.8576
0.40	0.8504	0.8432	0.8360	0.8289	0.8218	0.8146	0.8075	0.8005	0.7934	0.7864
0.50	0.7793	0.7723	0.7653	0.7583	0.7514	0.7444	0.7375	0.7306	0.7237	0.7169
0.60	0.7100	0.7032	0.6964	0.6897	0.6829	0.6762	0.6695	0.6629	0.6563	0.6497
0.70	0.6431	0.6366	0.6301	0.6237	0.6173	0.6109	0.6046	0.5983	0.5921	0.5859
0.80	0.5797	0.5736	0.5675	0.5615	0.5556	0.5496	0.5438	0.5379	0.5322	0.5265
0.90	0.5208	0.5152	0.5096	0.5041	0.4987	0.4933	0.4879	0.4826	0.4774	0.4722
1.00	0.4671	0.4620	0.4570	0.4521	0.4472	0.4423	0.4375	0.4328	0.4281	0.4235
1.10	0.4189	0.4144	0.4099	0.4055	0.4012	0.3969	0.3926	0.3884	0.3843	0.3802
1.20	0.3762	0.3722	0.3683	0.3644	0.3605	0.3568	0.3530	0.3493	0.3457	0.3421
1.30	0.3385	0.3350	0.3316	0.3282	0.3248	0.3215	0.3182	0.3150	0.3118	0.3088
1.40	0.3055	0.3024	0.2994	0.2964	0.2935	0.2906	0.2877	0.2849	0.2821	0.2793
1.50	0.2768	0.2739	0.2712	0.2686	0.2660	0.2635	0.2609	0.2585	0.2560	0.2536
1.60	0.2512	0.2488	0.2465	0.2442	0.2419	0.2397	0.2375	0.2353	0.2331	0.2310
1.70	0.2289	0.2268	0.2246	0.2226	0.2206	0.2188	0.2168	0.2149	0.2130	0.2112
1.80	0.2093	0.2075	0.2057	0.2039	0.2021	0.2004	0.1987	0.1970	0.1953	0.1936
1.90	0.1920	0.1904	0.1888	0.1872	0.1856	0.1841	0.1826	0.1810	0.1796	0.1781
2.00	0.1766	0.1752	0.1738	0.1724	0.1710	0.1696	0.1683	0.1669	0.1656	0.1643
2.10	0.1630	0.1617	0.1604	0.1592	0.1580	0.1567	0.1555	0.1543	0.1532	0.1520
2.20	0.1508	0.1497	0.1485	0.1474	0.1463	0.1452	0.1442	0.1431	0.1420	0.1410
2.30	0.1395	0.1389	0.1379	0.1369	0.1359	0.1349	0.1340	0.1330	0.1320	0.1311
2.40	0.1302	0.1292	0.1283	0.1274	0.1265	0.1257	0.1248	0.1239	0.1231	0.1222
2.50	0.1214	0.1205	0.1197	0.1189	0.1181	0.1173	0.1165	0.1157	0.1149	0.1142
2.60	0.1134	0.1127	0.1119	0.1112	0.1104	0.1097	0.1090	0.1083	0.1076	0.1069
2.70	0.1062	0.1055	0.1048	0.1042	0.1035	0.1028	0.1022	0.1016	0.1009	0.1003
2.80	0.0997	0.0990	0.0984	0.0978	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0948	0.0943
2.90	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	0.0914	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888
3.00	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	0.0862	0.0857	0.0852	0.0847	0.0842	0.0837
3.10	0.0832	0.0828	0.0823	0.0818	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791
3.20	0.0786	0.0782	0.0778	0.0773	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748
3.30	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709
3.40	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	0.0691	0.0687	0.0683	0.0680	0.0676	0.0673
3.50	0.0669	0.0666	0.0663	0.0659	0.0656	0.0652	0.0649	0.0646	0.0643	0.0639
3.60	0.0636	0.0633	0.0630	0.0627	0.0624	0.0620	0.0617	0.0614	0.0611	0.0606

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_f^{max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

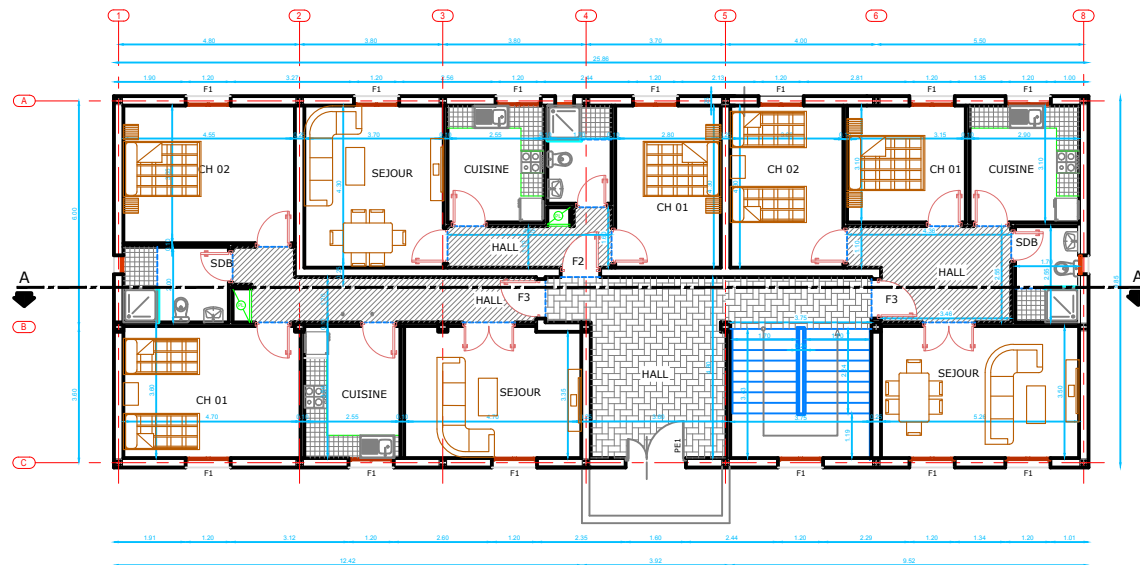
ϕ_f	D	l_1	l_2	l_f	N_f^{max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.

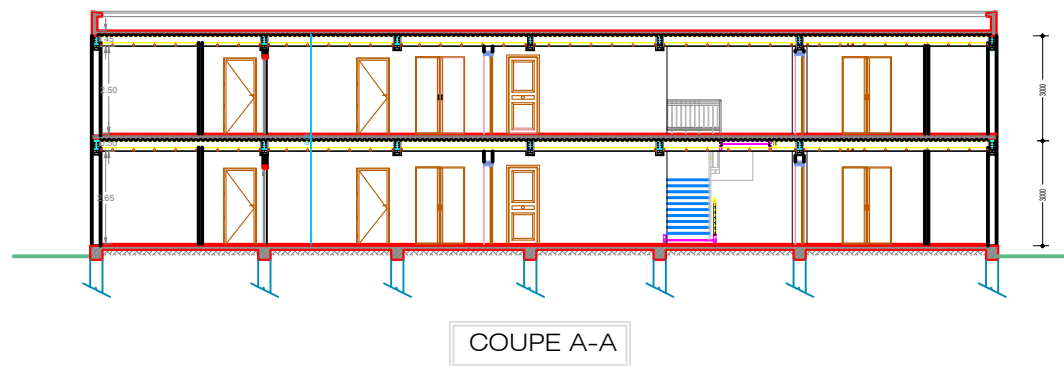
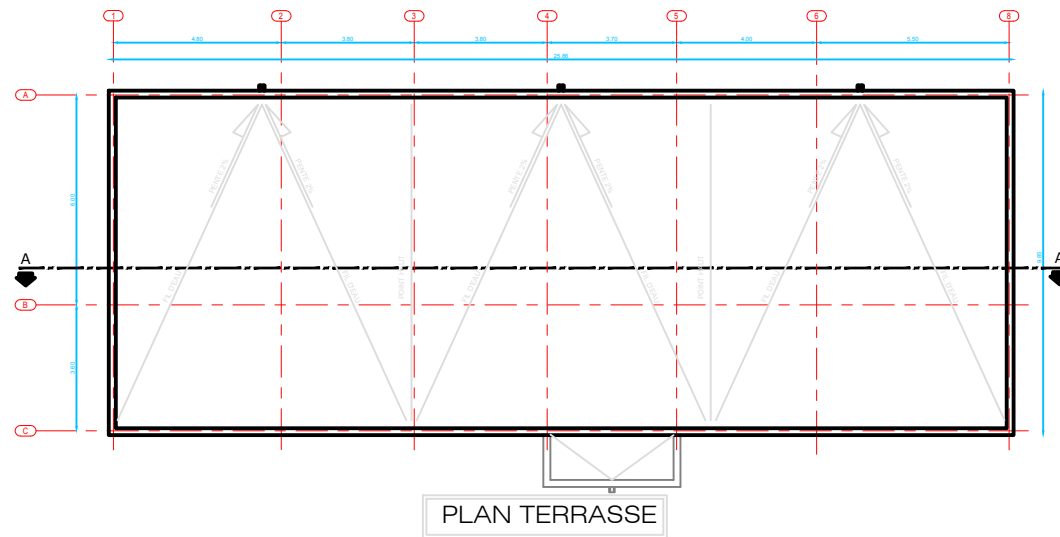


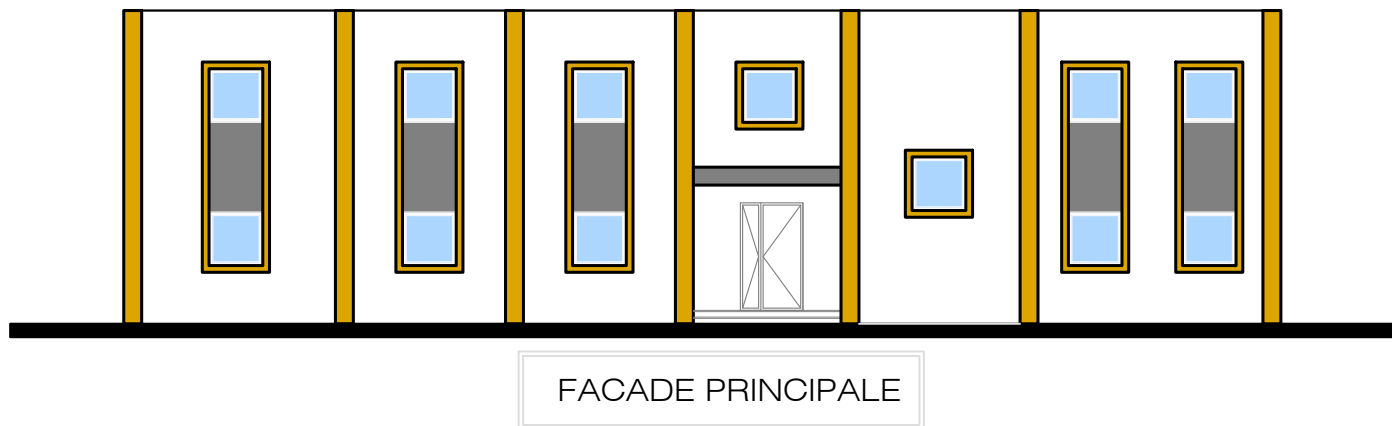
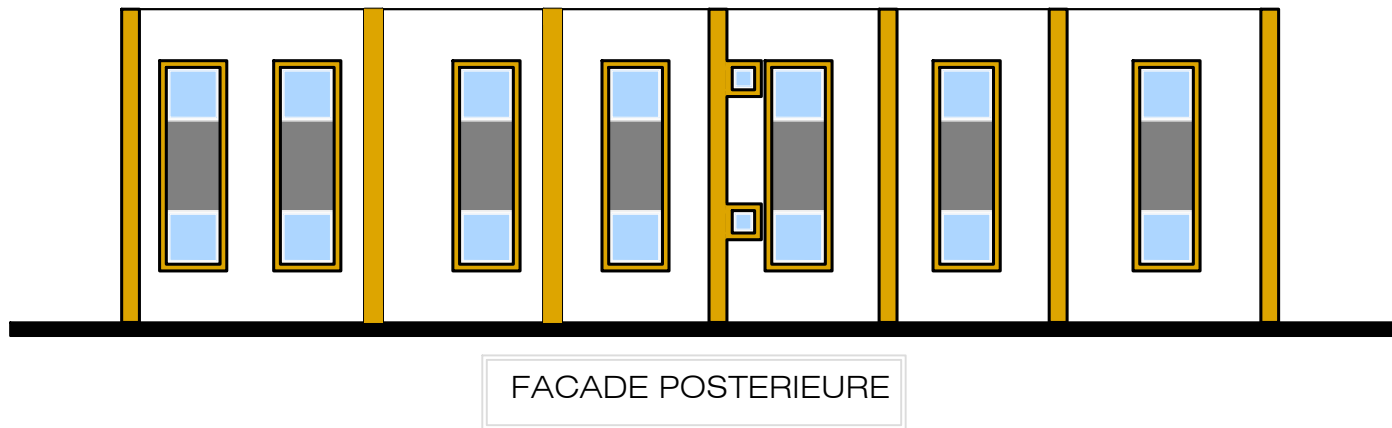


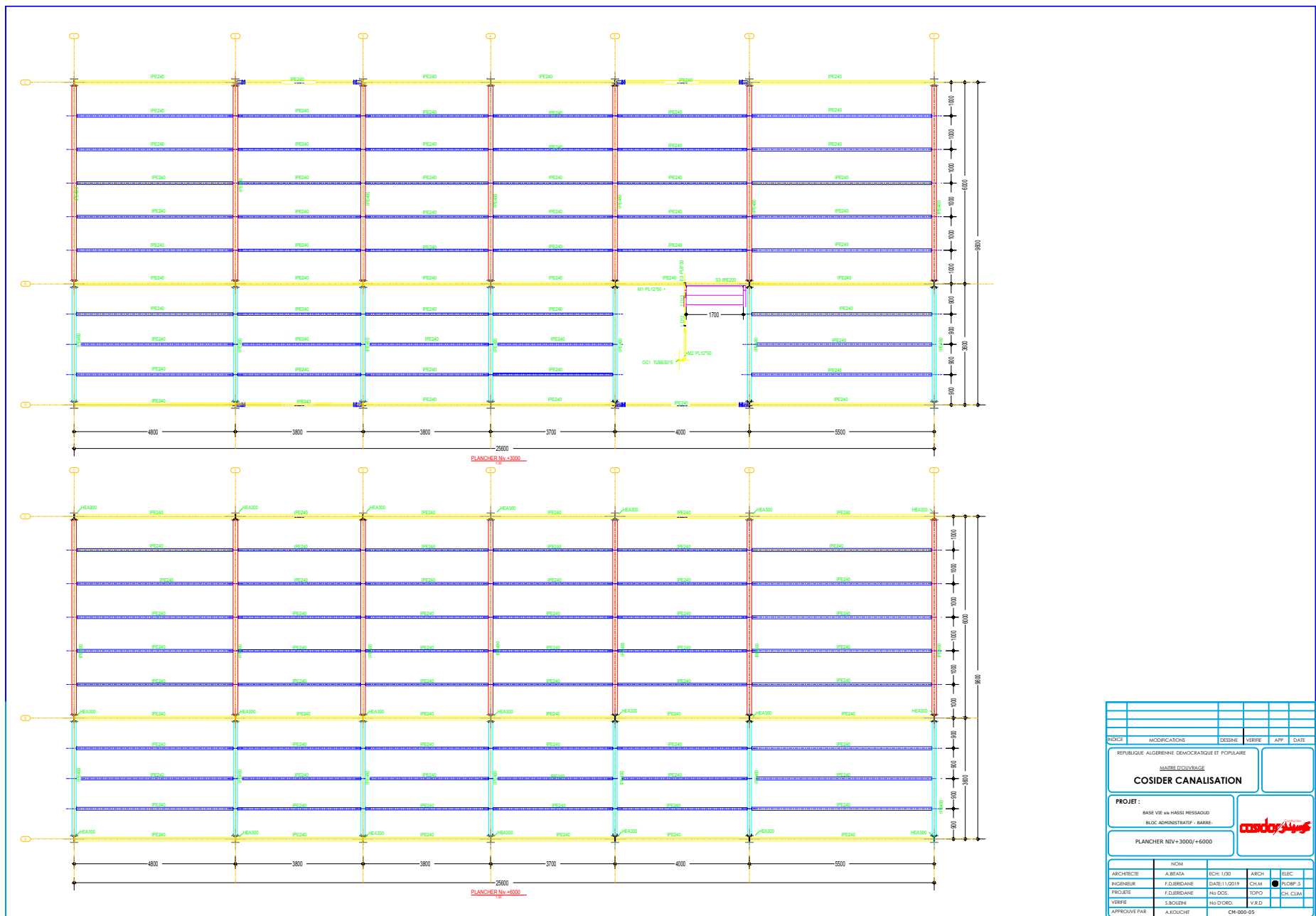
PLAN 1^{er} ETAGE

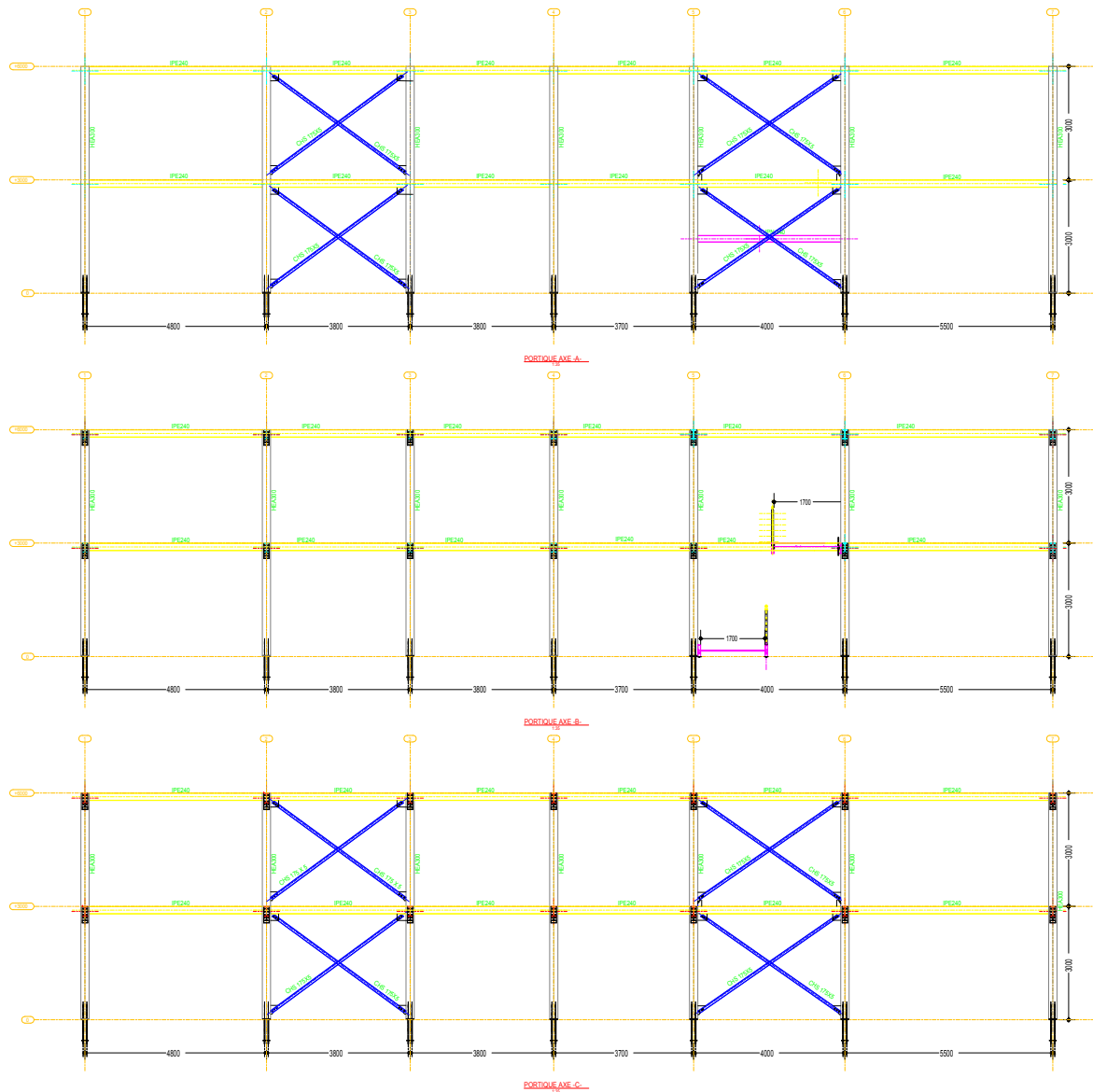


PLAN RDC

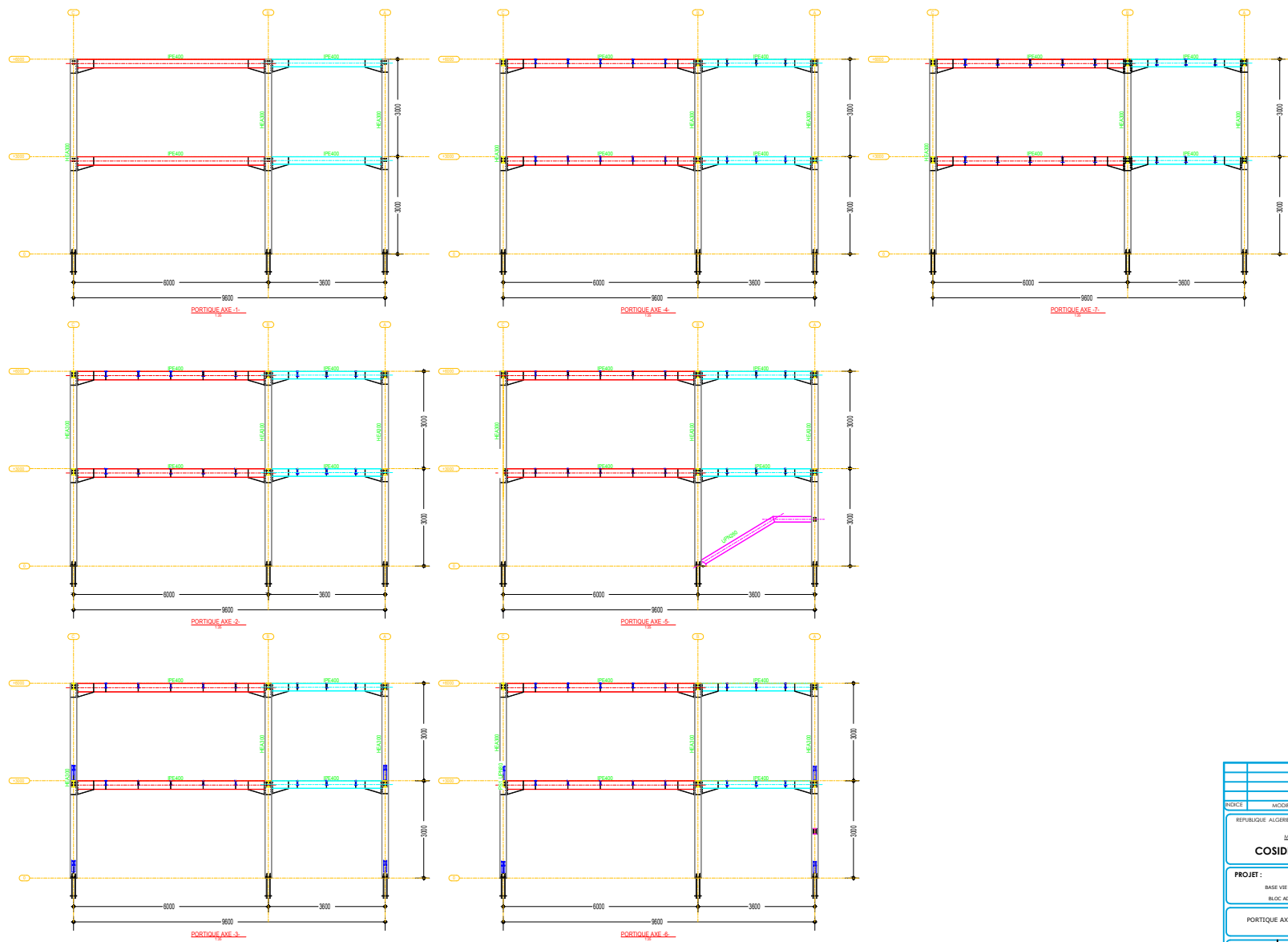




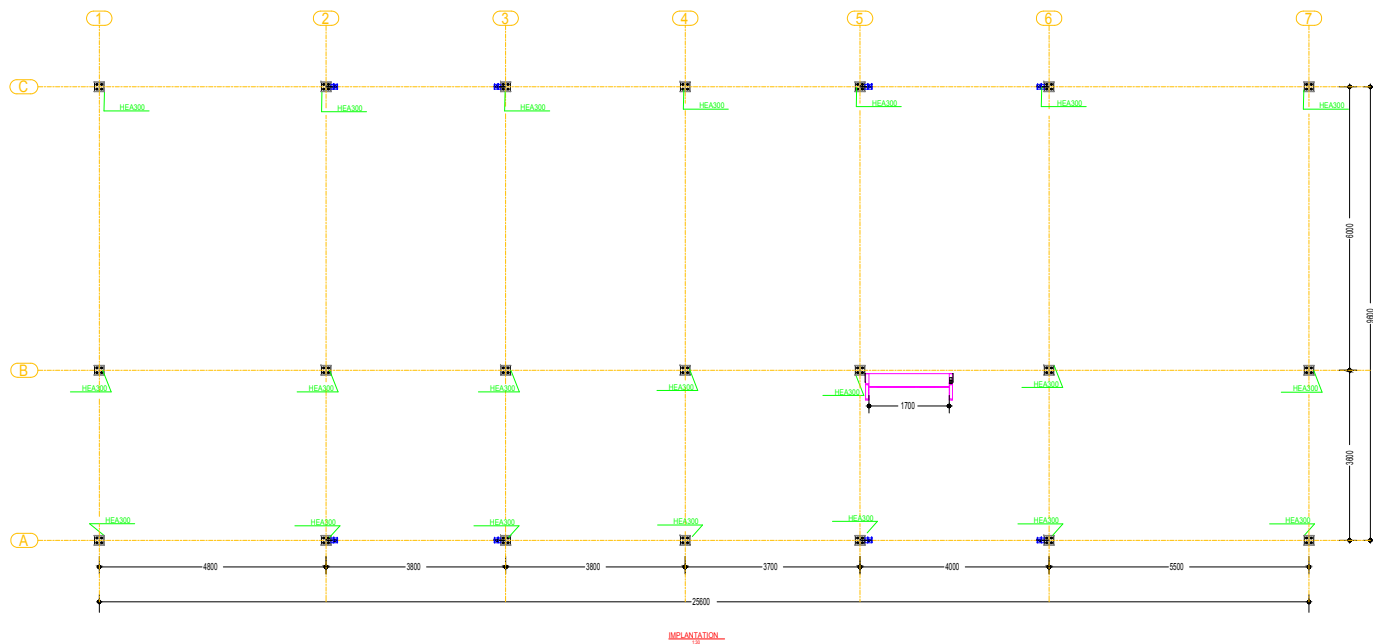




INDICE	MODIFICATIONS	DESINE	VERIFIE	APP	DATE
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE					
MAIRIE/DIVISION					
COSIDER CANALISATION					
PROJET :					
BASE VIE EN HASSI MESSAOUD					
BLOC ADMINISTRATIF - BARRE:					
PORTIQUE AXE A-B-C-					
<div> <div> <div>NOM</div> <div>A.BRATA</div> </div> <div> <div>ARCH</div> <div>ELEC</div> </div> </div> <div> <div>INGENIEUR</div> <div>F.DJERDANE</div> <div>DATE 11/2019</div> <div>CLM</div> <div> <div>PLD 3</div> <div>PLD 3</div> </div> </div> <div> <div>PROJETE</div> <div>S.BOUZAH</div> <div>NO. D'ORD.</div> <div>V.D.</div> </div> <div> <div>VERIFIE</div> <div>A.KOUCHT</div> <div>CH-000-04</div> </div>					



INDICE	MODIFICATIONS	DESINE	VERIFIE	APP	DATE
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE					
MAIRIE DE BOULEVADE					
COSIDER CANALISATION					
PROJET :					
BASE VIE EN HASSI MESSAOUD					
BLOC ADMINISTRATIF - BARRE					
PORTIQUE AXE 1-2-3-4-5-6-7					
cosider					
ARCHITECTE	NOM	SECH. 1/00	ARCH.	ELEC.	
INGENIEUR	A.BRATA	DATE 11/2019	CLM	PLD 3	
PROJETE	F.DJERDANE	NO. DOCL	DOPO	CH. CLM	
VERIFIE	S.BOUZAH	NO. D'ORD.	V.E.D.		
APPROUVE PAR	A.KOUICHI	CH. 000-03			



INDICE	MODIFICATIONS	DESINE	VERIFIE	APP	DATE
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE					
MAIRIE/COUVEAGE					
COSIDER CANALISATION					
PROJET :					
BASE VIE EN HASSE HESSAOU					
BLOC ADMINISTRATIF - BARRE:					
IMPLANTATION					
NOM					
ARCHITECTE	A.BRATA	ECH: 1/50	ARCH	ELEC	
INGENIEUR	F.DJERDANE	DATE: 1/2019	CLM	PLOMB 3	
PROJETE	F.DJERDANE	NO DOG	DOPO	CH CLM	
VERIFIE	S.BOUZAH	NO D'ORD.	V.E.D		
APPROUVE PAR	A.KOUICHT	CH: 600-02			