

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERE DE TIZI-OUZOU



FACULTE DE LA GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Université Mouloud MAMMERE de TIZI- OUZOU

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil

Option : Construction Métallique

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+1) en charpente
Métallique à usage administratif**

RÉALISÉ PAR :

Mr MAHROUG GAYA

Mr LAOUEDJ RABAH

Encadreur : Mr Labiod .M

REMERCIEMENTS

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela nous remercions:

Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mené à bien ce travail et nous avoir aidées à arriver jusqu'au bout.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études.

On tient aussi à remercier vivement tout nos enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation particulièrement :

*Notre promoteur **Mr LABIOD** ET Aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil notamment Mr **DEHMANI Lahlou** qui a toujours su nous orienter , pour son suivi et ses remarques.*

Les membres de jury pour l'intérêt qui ont portés à notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

*Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université **MOULOUD MAMMERI** de **TIZI-OUZOU** pour nos avoir accompagnées pendant notre parcours universitaire.*

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de notre travail

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous qui me sont chers,

A ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et long vie.

A la mémoire de mon père

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sein maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

A mes frères et sœurs

Pour ses soutiens et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mes cher ami(e)s

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles

A Tous mes autres ami(e)s

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

RABAH

DÉDICACE

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous qui me sont chers

A ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tous le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A la mémoire de mon père

Ce travail est dédié à mon père, décidé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A ma sœur

Pour son soutien et son conseil précieux tout au long de mon étude.

A toute ma famille (mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines).

Pour leur soutien et leurs conseils précieux tout au long de mon étude.

A mes chères amies (amazighe ;djamel ;salim ; akli ; walid ;idire ;omar; chaban ,yacine ,syfax ,aghilas ,abdou ,ahmed ;rabah ;lounes.....)

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles

A tous mes autres amis

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

GAYA

Sommaire

I.1.	introduction :	1
I.2.	Présentation du projet:	2
I.2.1.	Nature de l'ouvrage :	2
I.2.2.	Données géométriques du projet :	2
I.2.3.	Localisation et données concernant le site :	2
I.3.	Règlements techniques utilisés :	2
II.	Introduction.....	3
II.1.1.	Choix des matériaux :	3
II.1.2.	Acier :	3
II.1.3.	Béton :	4
II.1.4.	Assemblages:	4
II.1.5.	Armatures :	5
II.2.	Conception de l'ouvrage:	5
II.2.1.	Introduction :	5
II.2.2.	Conception architecturale :	5
II.3.	Conception structurale :	6
II.3.1.	Structure horizontale:	6
II.3.2.	Structure verticale:	6
III.	Introduction :	8
III.1.1.	Etude de la neige :	8
III.1.1.	Calcul des charges de neige :	8
III.1.2.	Charges de neige S :	8
III.1.3.	Charges de neige sur le sol (Sk):	8
III.1.4.	Coefficient de forme des toitures(μ) :	9
III.1.5.	Charges de neige S :	9
III.2.	Etude au vent :	9
III.2.1.	Données relatives au site :	10
III.2.2.	Principes de calcul :	10

III.2.3.	Procédure de calcul :	10
III.2.4.	Détermination de la pression statique due au vent :	11
IV.	Introduction :	23
IV.1.	Charges permanentes :	23
IV.1.1.	Plancher terrasse :	23
IV.1.2.	Plancher étage courant :	24
IV.1.3.	Murs extérieurs :	24
IV.1.4.	Les escaliers :	25
IV.2.	Charges variables :	25
IV.2.1.	Surcharges d'exploitations :	25
IV.2.2.	Surcharges climatiques :	26
IV.2.3.	Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.	
	Effet de la température :	26
V.	introduction :	27
V.1.	Quelques notions relatives au règlement CCM97 :	27
V.1.1.	Objectif :	27
V.1.2.	Domaine d'application :	27
V.1.3.	- les structures fabriquer à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier a haut résistance.	
	Classification des sections transversales selon le CCM97 :	28
V.1.4.	Coefficient partiel de sécurité :	28
V.1.5.	Valeurs limites des flèches :	28
V.2.	Pré-dimensionnement :	29
V.2.1.	les solives :	29
V.2.2.	Pré dimensionnement des solives plancher terrasse :	30
V.2.3.	Pré dimensionnement des solives plancher étage courant :	32
V.2.4.	Pré dimensionnement des poutres :	32
V.2.5.	Pré dimensionnement des poteaux :	36
V.2.6.	Vérification du poteau :	36
V.2.7.	conclusion :	38
VI.	Introduction :	39
VI.1.	Description d'un plancher collaborant :	39
VI.2.	Avantages de la dalle mixte :	39
VI.3.	Etude des solives :	39

VI.3.1.	Avant la prise du béton :	39
VI.4.	Calcul de la connexion Acier-béton :	44
VI.5.	Etude des poutres principales IPE400:	46
VI.5.1.	Vérification au stade de montage :	46
VI.5.2.	Vérification au stade finale :	47
VI.6.	Calcul de la connexion Acier-béton :	49
VI.7.	Etude des poutres principales IPE400:	50
VI.7.1.	Vérification au stade de montage :	50
VI.7.2.	Vérification au stade finale :	51
VII.	Introduction.....	55
VII.1.	Etude des escaliers :	55
VII.1.1.	Introduction.....	55
VII.1.2.	Dimensionnement des éléments porteurs :	57
VII.1.3.	Etude de La poutre palière des limons :	63
VII.2.	Etude de l'acrotère :	69
VII.2.1.	Introduction :	69
VII.2.2.	Calcul à L'ELU.....	70
VII.2.3.	Ferraillage.....	71
VII.2.4.	Vérification à l'ELU	72
VII.2.5.	Vérification à L'ELS	74
VIII.	Introduction :	78
VIII.1.	Historique :	78
VIII.1.1.	Le séisme :	78
VIII.2.	Critères de classification par le RPA99 version2003 :	78
VIII.2.1.	Classification des zones sismique :	78
VIII.2.2.	Classification de l'ouvrage :	78
VIII.3.	choix de la méthode de calcul :	79
VIII.4.	Méthode d'analyse modale spectrale :	79
VIII.4.1.	Principe de la méthode :	79
VIII.4.2.	Modélisation :	79
VIII.4.3.	Nombre des modes considérés (RPA99/2003) :	79
VIII.4.4.	Spectre de réponse de calcul :	80
VIII.4.5.	Les données de l'ouvrage :	80
VIII.4.6.	Combinaisons :	81

VIII.4.7.	Analyse modale :	81
VIII.4.8.	Participation modale :	82
VIII.4.9.	Calcul de la force sismique :	83
VIII.5.	Vérification de l'effort tranchant à la base:	84
VIII.6.	Distribution de la force sismique :.....	85
IX.1.	Introduction :	87
IX.2.	Vérification des poteaux :.....	87
IX.3.	Vérification de la poutre secondaire :.....	88
IX.4.	Vérification de la poutre principale :(étage curant).....	89
IX.5.	Vérification de la poutre principale :(étage terrasse).....	90
IX.6.	Vérification de contreventement.	91

Figure-II- 1 Diagramme contrainte déformation d'un acier.....	3
Figure-II- 2 Diagramme contrainte-déformation du béton a L'ELU.....	4
Figure-II- 3 Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.....	5
Figure-II- 4 Vue perspective de la construction.....	6
Figure-II- 5 Construction d'un plancher collaborant.....	6
<u>Figure -III- 1 : données géométrique.....</u>	<u>10</u>
<u>Figure -III- 2 résumé des étapes de calcul des actions du vent.....</u>	<u>11</u>
<u>Figure -III- 3 : hauteur de référence Z_e pour $h < b$.....</u>	<u>13</u>
<u>Figure -III- 4 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.....</u>	<u>15</u>
<u>Figure -III- 5: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse.....</u>	<u>16</u>
<u>Figure -III- 6 : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur les parois verticales.....</u>	<u>17</u>
<u>Figure -III- 7: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.....</u>	<u>20</u>
<u>Figure -III- 8: Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse.....</u>	<u>21</u>
<u>Figure -III- 9: Valeurs de coefficient de pressions résultant C_r sur les parois verticales.....</u>	<u>21</u>
<u>Figure -III- 10 : Valeurs des coefficients de pressions résultante C_r sur la toiture terra.....</u>	<u>22</u>
<u>Figure -III- 11 valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$(daN/m²).....</u>	<u>23</u>
Figure-IV- 1- Cofraplus.....	23
Figure-IV- 2 plancher terrasse.....	24
Figure-IV- 3 plancher étage courant.....	24
Figure-IV- 4 charges permanentes des murs intérieures.....	25
Figure-V- 1 Présentation schématique des solives.....	30
Figure-VI- 1 : éléments constructif d'un plancher collaborant.....	39
Figure-VI- 2 La largeur participante de la dalle en béton (beffe).....	41
Figure-VI- 3 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	42
Figure-VI- 4 différents types de la connexion acier béton.....	44
Figure-VI- 5 schéma d'un goujon.....	45
Figure-VI- 6 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	48
Figure-VI- 7 Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).....	52
Figure-VII- 1 vue d'un escalier.....	55
Figure-VII- 2 Disposition et dimension des éléments des escaliers.....	57
Figure-VII- 3 Disposition des cornières.....	57
Figure-VII- 4 Charges appliqué sur 1 limon.....	59
Figure-VII- 5 charge équivalente(G).....	60
Figure-VII- 6 charge équivalente(Q).....	60
Figure-VII- 7 Les charges sur la poutre d'appuis des limons.....	63
Figure-VII- 8 Coupe verticale de l'acrotère.....	69
Figure-VII- 9 Diagramme des moments et des efforts.....	70
Figure-VII- 10 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	70
Figure-VIII- 1 Spectre de réponse d'accélération.....	82

<u>Tableau-II- 1 valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u</u>	3
<u>Tableau-II- 2Caractéristiques mécaniques des aciers.</u>	5
Tableau-III- 1résumé des étapes de calcul des actions du vent.....	11
Tableau-III- 2Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales.....	13
Tableau-III- 3coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013).....	14
Tableau-III- 4coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)	14
Tableau-III- 5: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.	15
Tableau-III- 6: valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales	17
Tableau-III- 7 valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse.....	17
Tableau-III- 8 Force extérieur sur le bâtiment	18
Tableau-III- 9Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales.....	19
Tableau-III- 10: valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur les parois verticales	22
Tableau-III- 11 valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse.....	23
Tableau-III- 12Force extérieur sur le bâtiment	23
Tableau-IV- 1 charges permanentes du plancher terrasse.....	23
Tableau-IV- 2Caractéristiques de la tôle Cofraplus 55.	23
Tableau-IV- 3 Charge permanente d'un plancher courant.	24
Tableau-IV- 4charges permanentes des murs extérieures.	24
Tableau-IV- 5 charges permanentes de la volée.	25
Tableau-IV- 6 charges permanentes du palier.....	25
Figure-IV- 1- Cofraplus	23
Figure-IV- 2plancher terrasse.....	24
Figure-IV- 3 plancher étage courant.....	24
Figure-IV- 4charges permanentes des murs intérieures.	25
Tableau-VI- 1évaluation des charges	39
Tableau-VI- 2évaluation des charges.	41
Tableau-VI- 3évaluation des charges.	43
Tableau-VIII- 1 Participation modale.	82
Tableau-VIII- 2Poids total de la structure trouvé par le logiciel (ETABS).....	84
Tableau-VIII- 3Tableau récapitulatif des résultats trouvés.	84
Tableau-VIII- 4 Effort tranchant a la base(déterminé par du logiciel ETABS).	84
Tableau-VIII- 5 Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens X.....	85
Tableau-VIII- 6Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens Y	85
Tableau-VIII- 7La résultante de l'effort sismique selon la hauteur.	86
Tableau-IX- 1 :Tableau récapitulatif	94

Liste des notations

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
Z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.
p	Entraxe des boulons.

I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de giration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
β	Coefficient minorateur.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit.
λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.

χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
γ_c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.
$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.

F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.

I.1. introduction :

Parmi les différentes spécialités du génie civil on distingue le domaine de la construction métallique, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction, elle engendre plusieurs axes à noter la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours...) ; la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipients...).

Les ingénieurs spécialisés s'occupent de la conception, dimensionnement et réalisation d'une structure nouvelle, ou la réhabilitation d'une structure déjà existante appelée aussi conservation d'ouvrage existant (expertise et/ou projet d'intervention). Tout en assurant la gestion afin de répondre au besoin de la société et d'assurer la protection du publique et de l'environnement

Les ossatures métallique sont généralement souple et résulte d'assemblage de différentes éléments barres « élancée » et d'éléments minces qui assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliquer jusqu'aux fondations cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure répond à l'usage pour le quelle elle a étai réalisée. C'est-à dire respecter ultérieurement et tout au long du processus d'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées ; assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structuraux.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçue globalement de manière a assuré que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tous au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliqué ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre choix de projet de fin d'étude c'est porter sur une étude complète de dimensionnement et de vérifications d'un bâtiment à usage administratif avec des plancher mixte.

I.2. Présentation du projet:

Ce projet consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment **R+1** en, charpente métallique à usage administratif. Ce projet est implanté à la daïras de **Draa Ben Khedda** wilaya de **TIZI OUZOU** qui est une ville située à 56m d'altitude, et classé selon le **RPA** comme zone de moyenne sismicité (**II-a**). L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

I.2.1. Nature de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment R+1 comportant

- un RDC
- un étage courant
- cage d'escaliers.
- terrasse inaccessible.

I.2.2. Données géométriques du projet :

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

Longueur totale.....	25,86m
-Largeur totale.....	22,05m
-Hauteur du rez-de-chaussée.....	3,00m
-Hauteur de l'étages.....	3,00m
-Hauteur total du bâtiment.....	6,00m
-Hauteur de l'acrotère.....	0,60m

I.2.3. Localisation et données concernant le site :

- Le projet en question est un bâtiment, implantée à **Draa Ben Khedda** dont :
- La contrainte admissible du sol est de = 2 bars
- L'altitude =56 m
- Le site est classé dans la zoneII-a

I.3. Règlements techniques utilisés :

- ✓ Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :
- ✓ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

- ✓ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✓ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/ VERSION 2003 ».
- ✓ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013».
- ✓ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✓ EUROCODE 3 : (calcul des structures métalliques).
- ✓ EUROCODE 4 :(calcul des structures mixtes).

II. Introduction

Ce chapitre consiste à décrire les caractéristiques de notre ouvrage, ses éléments constitutifs et les caractéristiques des matériaux utilisés.

II.1.1. Choix des matériaux :

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- acier.
- béton.
- briques creuses (8 trous) pour la maçonnerie.
- Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol.
- Mortier, plâtre pour le revêtement des murs.

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

II.1.2. Acier :

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau-II- 1 valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u

des aciers de construction conformes aux normes EN 10025(tableau 3.1 Eurocode 3).

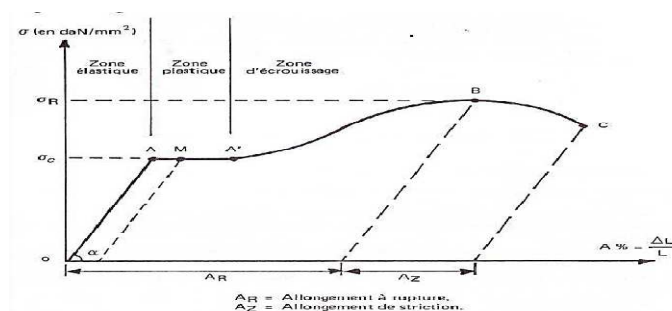


Figure-II- 1 Diagramme contrainte déformation d'un acier.

- Valeurs de calcul de certaines propriétés de matériau utilisé :

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- ✓ La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$.

II.1.3. Béton :

Le béton utilisé est dosé à **350kg/ m3**.

Béton de propreté est dosé à **150 kg/m3**.

a) Résistance du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (BAEL 91 :Art A.2.1,12)}$$

b) Contraintes limites ultime :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{cj} / \gamma_b \text{ (BAEL 91 :Art A.4.3,41)}$$

c) Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillements selon le (BAEL 91 :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 : $\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

d) Coefficient de Poisson:

Selon le (BAEL 91 :Art A.2.1,3), les valeurs sont les suivantes:

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

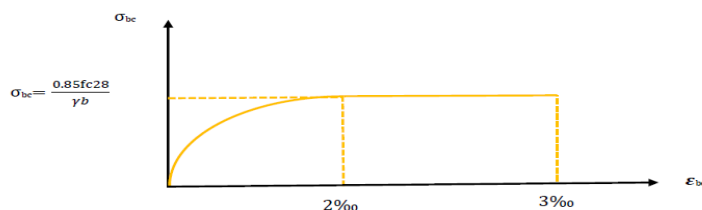


Figure-II- 2 Diagramme contrainte-déformation du béton a L'ELU.

II.1.4. Assemblages:

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

- Boulon à haute résistance.

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

II.1.5. Armatures :

a) Caractéristiques mécaniques :

Nuance		Fy (MPa)
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

Tableau-II- 2Caractéristiques mécaniques des aciers.

b) Contraintes limites :

Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$

- En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation. (BAEL 91 :Art A.4.5,32)

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j})$. (BAEL 91 :Art A.4.5,33)

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta ft_j})$. (BAEL 91 :Art A.4.5,34)

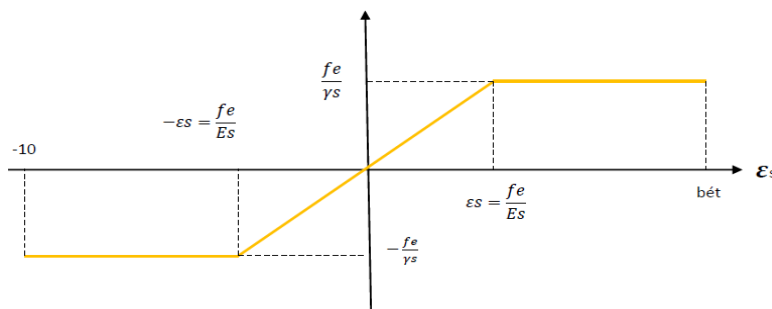


Figure-II- 3Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.

II.2. Conception de l'ouvrage:

II.2.1. Introduction :

La phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation de la structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

II.2.2. Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme [L] composé d'un RDC et 1 étage.

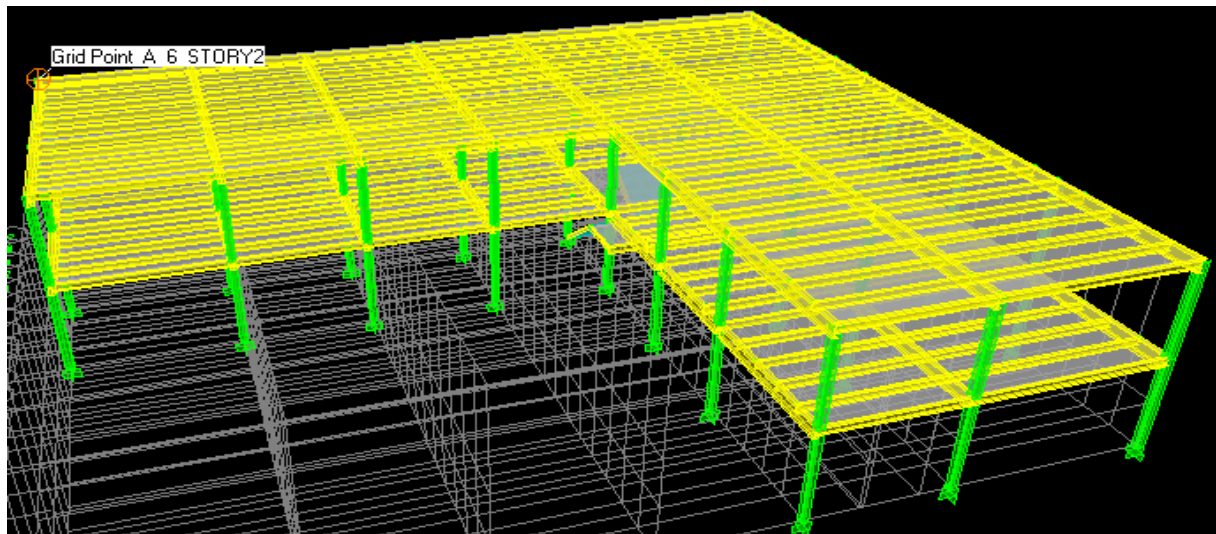


Figure-II- 4 Vue perspective de la construction.

II.3.Conception structurale :

II.3.1. Structure horizontale:

Dans ce projet, la structure horizontale est désignée par les planchers courants et terrasse. Pour notre bâtiment, les planchers sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

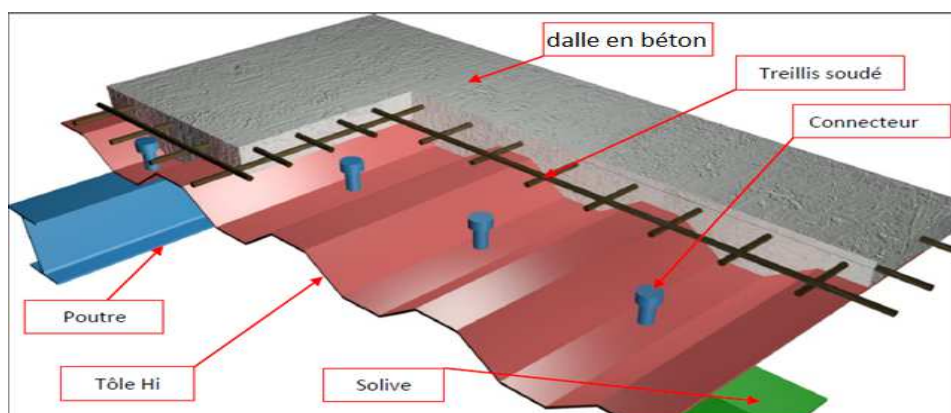


Figure-II- 5 Construction d'un plancher collaborant.

II.3.2. Structure verticale:

a) Systèmes de stabilités :

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « V » dans Les deux sens Transversal et longitudinal.

b) les escaliers

Notre structure est munie d'une cage d'escalier à deux volées droites et un palier de repos intermédiaire. Il est constitué par une série de marches et contremarches, permettant de relier les différents étages RDC et L'ETAGE COURANT de la construction.

d) Les façades :

Murs extérieurs :

Les façades seront réalisées en double paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 [cm], qui seront séparées par une lame d'air de 5 [cm] d'épaisseur.

Murs intérieurs :

Seront réalisées en une seule paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 [cm].

e) Les revêtements :

- On utilise un mortier de ciment pour les murs de façades et la faïence pour les murs salles d'eaux.
- On utilise le plâtre et l'enduit pour les murs intérieurs.
- On utilise le carrelage et les plaintes de recouvrement pour le plancher et les escaliers.
- Faux plafond pour les planchers qui jouent un rôle de protection contre les incendies.
- Étanchéité : sur les terrasses extérieures.

f) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm.

g) 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.

Introduction :

Ce chapitre a pour but d'étudier et calculer des actions climatiques (neige et vent) sur notre construction et ses différentes parties.

III.1.1. Etude de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 56 m.

III.1.1. Calcul des charges de neige :

Données du site :

Zone : A

Altitude : 56m

III.1.2. Charges de neige S :

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

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}3.1.1. \text{RNV2013}) [1]$$

- 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.

III.1.3. Charges de neige sur le sol (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** $S_k = (0.07H+15)/100$
- **Zone B** $S_k = (0.04H+10)/100$
- **Zone C** $S_k = (0.0325H)/100$
- **Zone D** **pas de charge de neige.**

Pour la zone D, une charge représentante l'ensablement des terrasses sera prise en compte.

Le bâtiment étudié est située à la commune de **Draa Ben Khedda** wilaya de **TIZI OUZOU**, qui correspond à la zone **A** selon la classification du RNV2013.

Pour notre construction :

AN: H=56m

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} \quad S_k = \frac{0.07(56)+15}{100} = \mathbf{0.189 \text{ KN/m}^2}$$

III.1.4.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.

Pour notre construction on a une terrasse ($\alpha=0^\circ$) donc $\mu=0,8$.

III.1.5.Charges de neige S :

AN:

$$S_k=0,189\text{kN/m}^2 \quad S = 0,8 \times 0,189 = \mathbf{0,1512 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mu=0,8 \quad S=15,12 \text{ daN/m}^2 \quad \text{on prend} \quad S= \mathbf{16 \text{ daN/m}^2}$$

III.2. Etude au vent :

Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

III.2.1. Données relatives au site :

- Catégorie du terrain III
- Site plat : $C_t = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [1]
- Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013)
- $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV2013)

$KT = 0,215$ (facteur de terrain) }
 $h_0 = 0,3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité) } (Tableau 2.4. RNV2013)
 $h_{min} = 5 \text{ m}$ (hauteur minimale) }

$\xi = 0.61$

III.2.2. Principes 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 III-1-**

Pour un vent perpendiculaire :

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

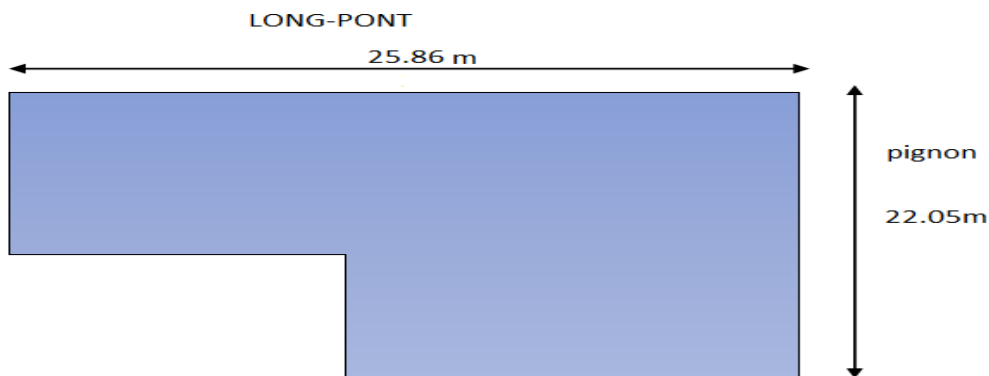


Figure -III- 1 : données géométrique

III.2.3. 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**.

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

Tableau-III- 1-résumé des étapes de calcul des actions du vent.

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence Z_e est donnée par:

$$q_p(z_e) = q_{ref} \cdot C_e(z)$$

Où :

q_{ref} (en N/m²) : est la pression dynamique de référence donnée par le tableau (2.2 RNV 2013) en fonction de la zone de vent (Cf. annexe 1) RNV 2013.

C_e : est le coefficient d'exposition au vent (Cf.§.2.4) RNV 2013.

Z_e (en m) : est la hauteur de référence donnée en (2.3.2) RNV 2013.

III. 2. 4. Détermination de la pression statique due au vent :

$$Ph = qh \cdot (C_e - C_i) [daN/m^2]$$

- Pression dynamique de pointe à la hauteur h :

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

- 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 :

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

- 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 :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z_{\min} < z$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z_{\min} > z$$

Où:

$C_t(z)$: 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 $C_r(Z)$ 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).

$$C_r = K_T * \ln(Z/Z_0) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_T * \ln(Z_{\min}/Z_0) \quad \text{Pour } Z < Z_{\min}$$

- 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, et sont donnés sur la figure ci-dessous.

$h=6\text{m}$: hauteur totale de la construction

$b=22.05\text{m}$: largeur de la construction

$$h \leq b$$

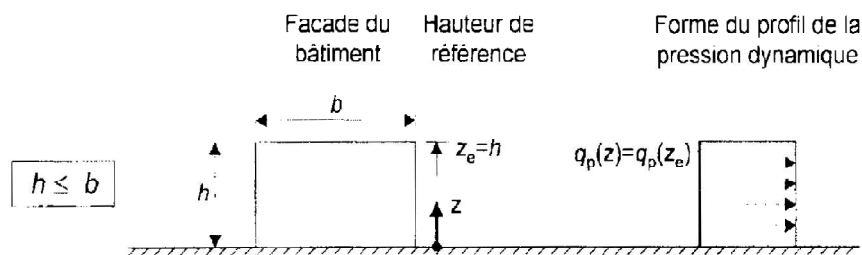


Figure -III- 2: hauteur de référence Z_e pour $h < b$

A. Calcul de la pression dynamique dans le sens V1 :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$: on à $Z_{min} \leq Z \leq 200$ m

▪ **Pour $h=6m$:**

$$C_r(h = 6m) = 0,215 \times \ln(6/0,3) = 0,644$$

L'intensité de la turbulence :

On à : ($Z_e=h=06m$ et $z_0 = 0.3m$)

Donc :

$$I_v(6) = \frac{1}{C_t(z) \ln(\frac{6}{0.3})} = 0.333$$

Calcule Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} :

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

$$C_{ex} = (1)^2 \cdot (0.644)^2 [1 + 7(0.333)] = 1.381$$

paroi	Z_e	$C_t(Z)$	$C_r(Z)$	$I_v(Z)$	$C_{ex}(Z)$	$q_{réf}$ (daN/m ²)	$q_h(h)$ (daN/m ²)
D	0 à 6m	1.0	0.604	0.333	1.381	37.5	51.78
E	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78
A	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78
B	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78
C	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78

Tableau-III- 2 Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales

Remarque:

Pour les faces sous vent, on prend comme hauteur de référence $Z_e=h=6m$.

La pression dynamique de pointe $q_h(h)$ est constante sur toute la hauteur du bâtiment est égale à :

$$q_h(h = 6m) = q_{ref} \times C_{ex} = 37,5 \times 1.381 = 51.78 \text{ Dan/m}^2$$

2. Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e :

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.60m de hauteur donc :

$$h_p/h = 0,6/6 = 0,1$$

		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	± 0.2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1.6	- 2.2	- 1.1	- 1.8	- 0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0,05$	- 1.4	- 2.0	- 0.9	- 1.6	- 0.7	-1.2	± 0.2	
	$h_p/h = 0,10$	- 1.2	- 1.8	- 0.8	- 1.4	- 0.7	-1.2	± 0.2	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1.0	- 1.5	- 1.2	- 1.8	- 0.4		± 0.2	
	$r/h = 0,10$	- 0.7	- 1.2	- 0.8	- 1.4	- 0.3		± 0.2	
	$r/h = 0,20$	- 0.5	- 0.8	- 0.5	- 0.8	- 0.3		± 0.2	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1.0	- 1.5	- 1.0	- 1.5	- 0.3		± 0.2	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1.2	- 1.8	- 1.3	- 1.9	- 0.4		± 0.2	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1.3	- 1.9	- 1.3	- 1.9	- 0.5		± 0.2	

Tableau-III- 3coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013)

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	

Tableau-III- 4coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)

Parois verticales :

Dans notre cas :

$b = 25.86$ m (dimension du coté perpendiculaire au vent)

$d = 22,05$ m (dimension du coté parallèle au vent)

$h = 6$ m (hauteur du bâtiment)

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [25.86 ; 2 \times 6] = 12\text{m} \Rightarrow e = 12 \text{ m} < d$

$A = e/5 = 12/5 = 2.4$ m

$B = e - (e/5) = 9.6\text{m}$

$C = 22.05 - 12 = 10.05$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-3.

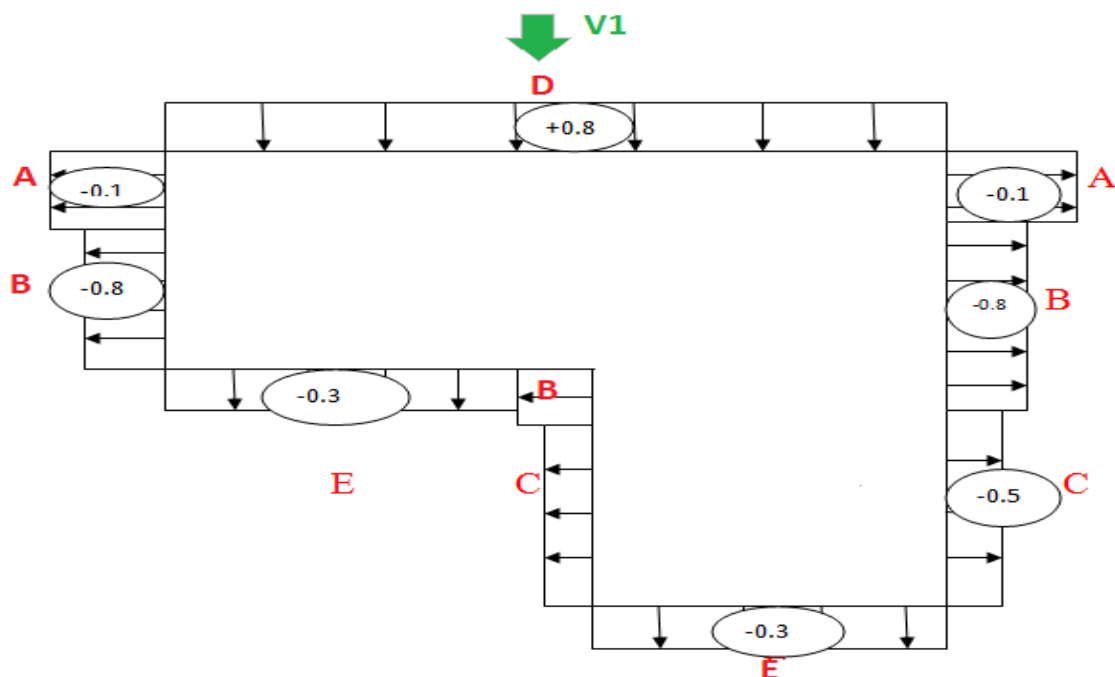


Tableau-III- 5: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Versants de toiture :

Dans notre cas :

$$b = 25.89 \text{ m}$$

$$d = 22,05\text{m}$$

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

$e = 12 \text{ m}$ d'où :

$$\text{La largeur de la zone F} = e/10 = 12/10 = 1,2\text{m}$$

$$\text{La longueur de la zone F} = e/4 = 3\text{m}$$

$$\text{La largeur de la zone G} = e/10 = 12/10 = 1,2\text{m}$$

$$\text{La longueur de la zone G} = 25.86 - (2 \times 12/4) = 19.86\text{m}$$

$$\text{La largeur de la zone H} = (e/2) - (e/10) = 4,8\text{m}$$

$$\text{La longueur de la zone H} = b = 25,86\text{m}$$

$$\text{La largeur de la zone I} = d - (e/2) = 16,05\text{m}$$

$$\text{La longueur de la zone I} = b = 9,76\text{m}$$

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

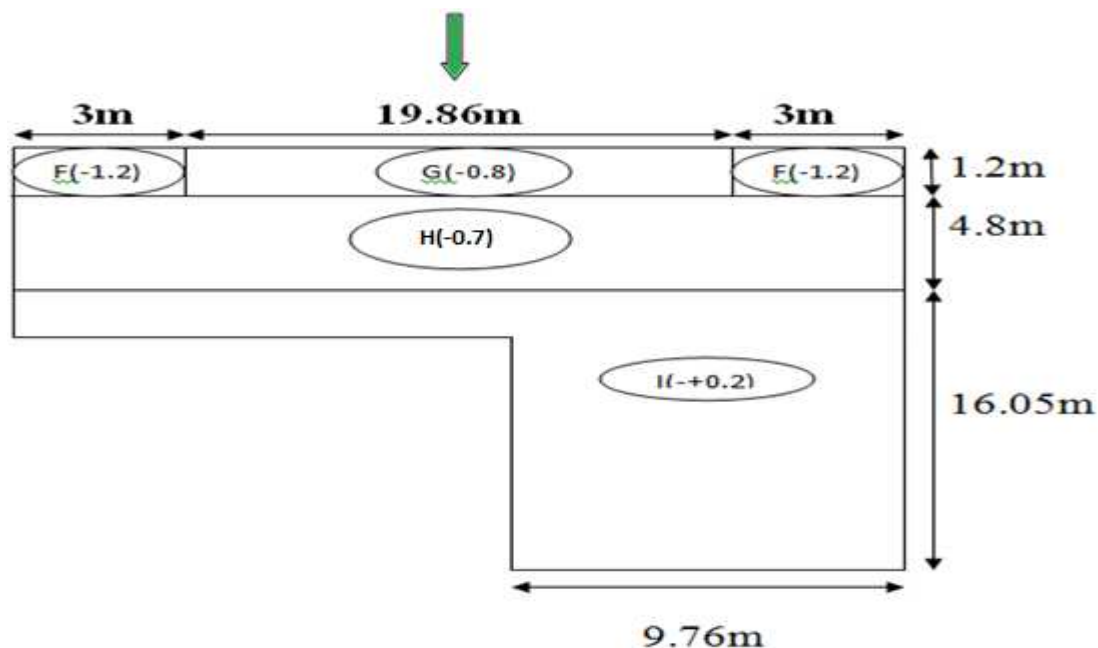


Figure -III- 3: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

3. Détermination du coefficient de pression intérieure C_i :

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

4. Détermination du coefficient de pression résultante C_r :

C_r est obtenu à l'aide de la formule suivante : $C_r = C_e - C_i$.

Pour notre projet, on ne déterminera que les valeurs des coefficients C_r correspondant à un coefficient de pression intérieure C_i égal a $+ 0,2$.(les valeurs les plus défavorable) . (Voir les figures II-5)

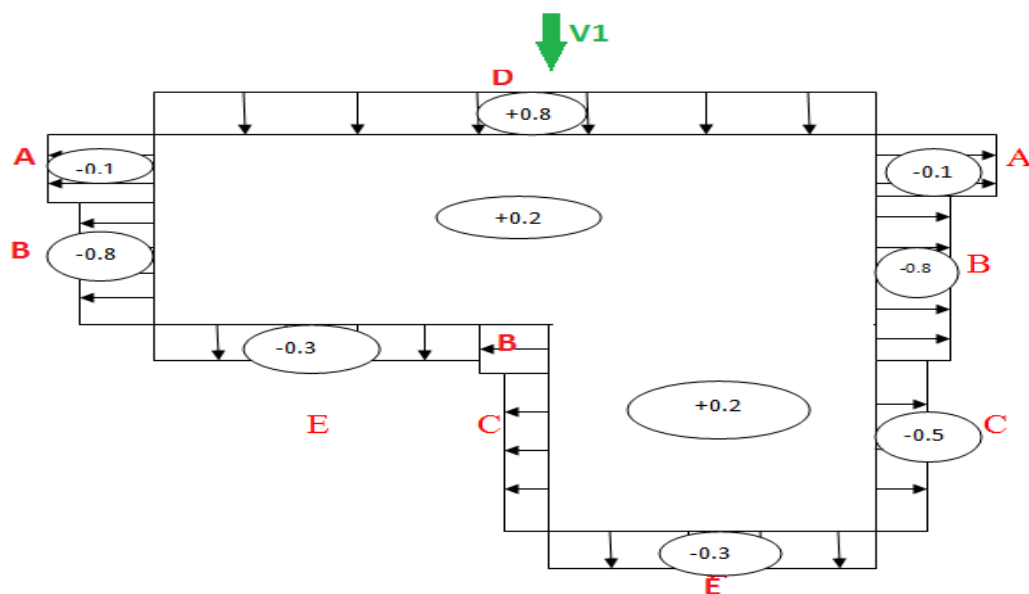


Figure -III- 4 : Valeurs des coefficients de pressions résultante Cr sur les parois verticales.

5. Valeur de la pression statique du vent :

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

Sur les parois verticales :

Paroi	Ze	C _e	C _i	C _e -C _i	q _h (h) (daN/m ²)	ph(h) (daN/m ²)
D	0 à 6m	+0.8	+0.2	+0.6	51.78	+31.06
E	0 à 6m	-0.3	+0.2	-0.5	51.78	-25.89
A	0 à 6m	-1.0	+0.2	-1.2	51.78	-62.13
B	0 à 6m	-0.8	+0.2	-1.0	51.78	-57.78
C	0 à 6m	-0.5	+0.2	-0.7	51.78	-36.24

Tableau-III- 6: valeur de la pression statique du vent ph(h) sur les parois verticales

Sur la terrasse :

Dans notre cas on à une toiture plate avec acrotère et h_p/h =0.10.

Z _e	Zone	C _e	C _i	C _e - C _i	q _h (h) (daN/m ²)	ph(h) (daN/m ²)	
h=6m	F	-1.2	+0.2	-1.4	51.78	-72.49	
	G	-0.8	+0.2	-1.0	51.78	-51.78	
	H	-0.7	+0.2	-0.9	51.78	-46.6	
	I		-0.2	+0.2	-0.4	51.78	-20.71
			+0.2		00	51.78	0

Tableau-III- 7 valeur de la pression statique du vent ph(h) sur la terrasse

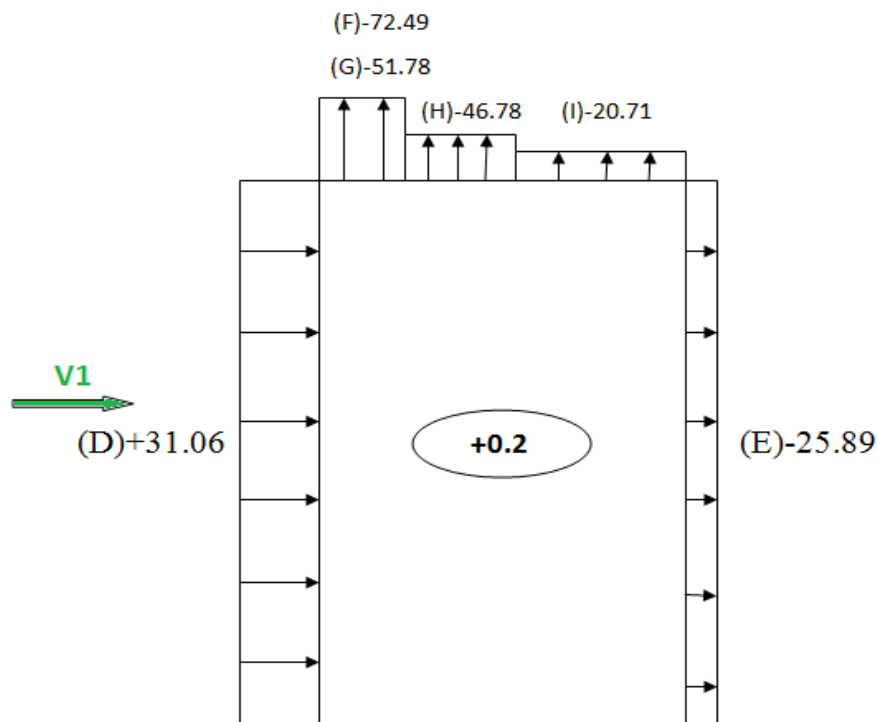


Figure -III-7-valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ (daN/m²)

	Zone	Z_e	Surface (m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)	Force totale (kN)
Parois verticales	D	6m	155.16m ²	+31.06	48.19
	E	6m	155.16m ²	-25.89	-40.17
	A	6m	14.4m ²	-62.13	-8.94
	B	6m	117.9m ²	-57.78	-102.79
terrasse	F	6m	3.6m ²	-72.49	-2.60
	G	6m	23.832m ²	-51.78	-12.34
	H	6m	124.128m ²	-46.6	-57.84
	I	6 m	218.633m ²	-20.71	-45.27

Tableau-III- 8 Force extérieur sur le bâtiment

B. Calcul de la pression dynamique de pointe dans le sens V2 :

- Pour $h=6m$:

$$C_r (h = 6m) = 0,215 \times \ln (6/0,3) = 0,644$$

L'intensité de la turbulence :

On à : ($Z_e=h=06m$ et $z_0 = 0.3m$)

Donc :

$$I_v(6) = \frac{1}{C_t(z) \ln\left(\frac{6}{0.3}\right)} = 0.333$$

Calcule Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} :

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

$$C_{ex} = (1)^2 \cdot (0.644)^2 [1 + 7(0.333)] = 1.381$$

Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$:

paroi	Z_e	$C_t(Z)$	$C_r(Z)$	$I_v(Z)$	$C_{ex}(Z)$	$q_{réf}$ (daN/m ²)	$q_h(h)$ (daN/m ²)
D	0 à 6m	1.0	0.604	0.333	1.381	37.5	51.78
E	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78
A	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78
B	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78
C	0 à 6m	1.0	0.644	0.333	1.381	37.5	51.78

Tableau-III- 9 Valeurs de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ sur les parois verticales

Remarque :

Pour les faces sous vent, on prend comme hauteur de référence $Z_e=h=6m$.

La pression dynamique de pointe $q_h(h)$ est constante sur toute la hauteur du bâtiment et est égale à :

$$q_h(h = 6m) = q_{réf} \times C_{ex} = 37,5 \times 1.381 = 51.78 \text{ daN/m}^2$$

1. Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e :

Parois verticales :

Dans notre cas :

$b = 22.05$ m (dimension du coté perpendiculaire au vent)

$d = 25.86$ m (dimension du coté parallèle au vent)

$h = 6$ m (hauteur du bâtiment)

$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [22.05 ; 2 \times 6] = 12m \implies e = 12 \text{ m} \leq d = 25.86 \text{ m}$ d'où :

$A = e/5 = 12/5 = 2.4$ m

$B = e - (e/5) = 12 - (12/5) = 9.5$ m

$C = d - e = 25.86 - 12 = 13.86$ m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones

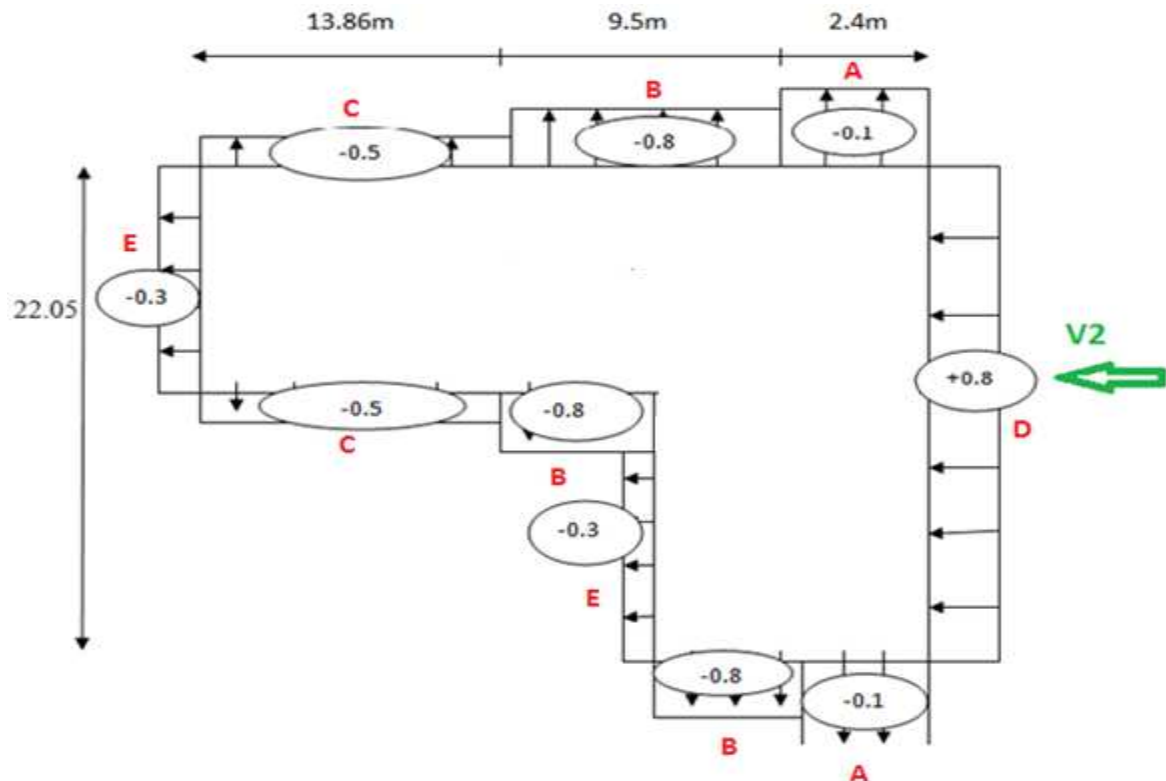


Figure -III- 5: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Versants de toiture :

Dans notre cas :

$b = 22.05 \text{ m}$

$d = 25.86 \text{ m}$

$h = 6 \text{ m}$

$e = 12 \text{ m}$ d'où :

La largeur de la zone $F = e/10 = 12/10 = 1.2 \text{ m}$

La longueur de la zone $F = e/4 = 3 \text{ m}$

La largeur de la zone $G = e/10 = 12/10 = 1.2 \text{ m}$

La longueur de la zone $G = 22.05 - (2 \times e/4) = 16.05 \text{ m}$

La largeur de la zone $H = (e/2) - (e/10) = 4.8 \text{ m}$

La longueur de la zone $H = b = 22.05 \text{ m}$

La largeur de la zone $I = d - (e/2) = 19.86 \text{ m}$

La longueur de la zone $I = 22.05 \text{ m}$

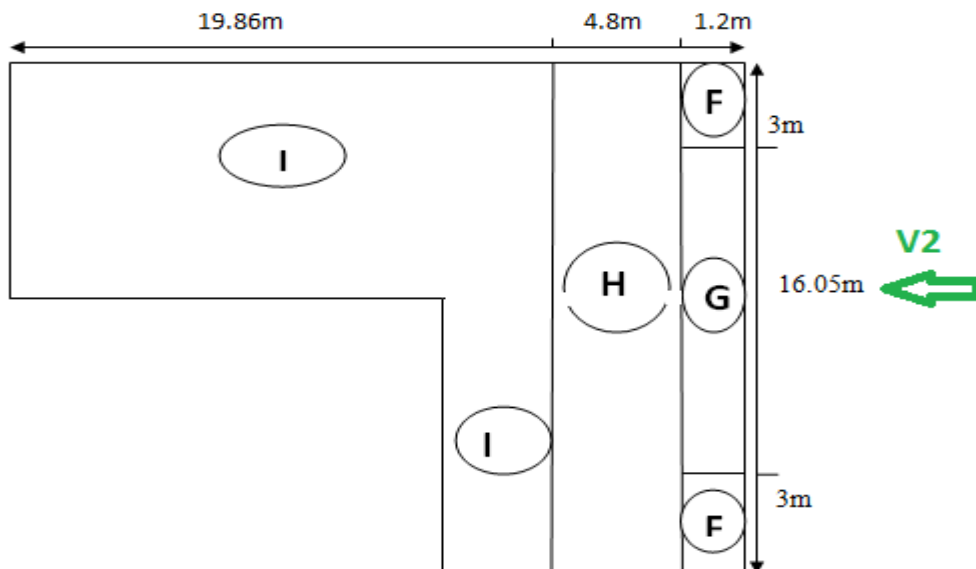


Figure -III- 6: Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

2. Détermination du coefficient de pression intérieure C_i :

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

3. Détermination du coefficient de pression résultante C_r :

C_r est obtenu à l'aide de la formule suivante : $C_r = C_e - C_i$.

Pour notre projet, on ne déterminera que les valeurs des coefficients C_r correspondant à un coefficient de pression intérieure C_i égal a $+ 0,2$. (Voir les figures II-10)

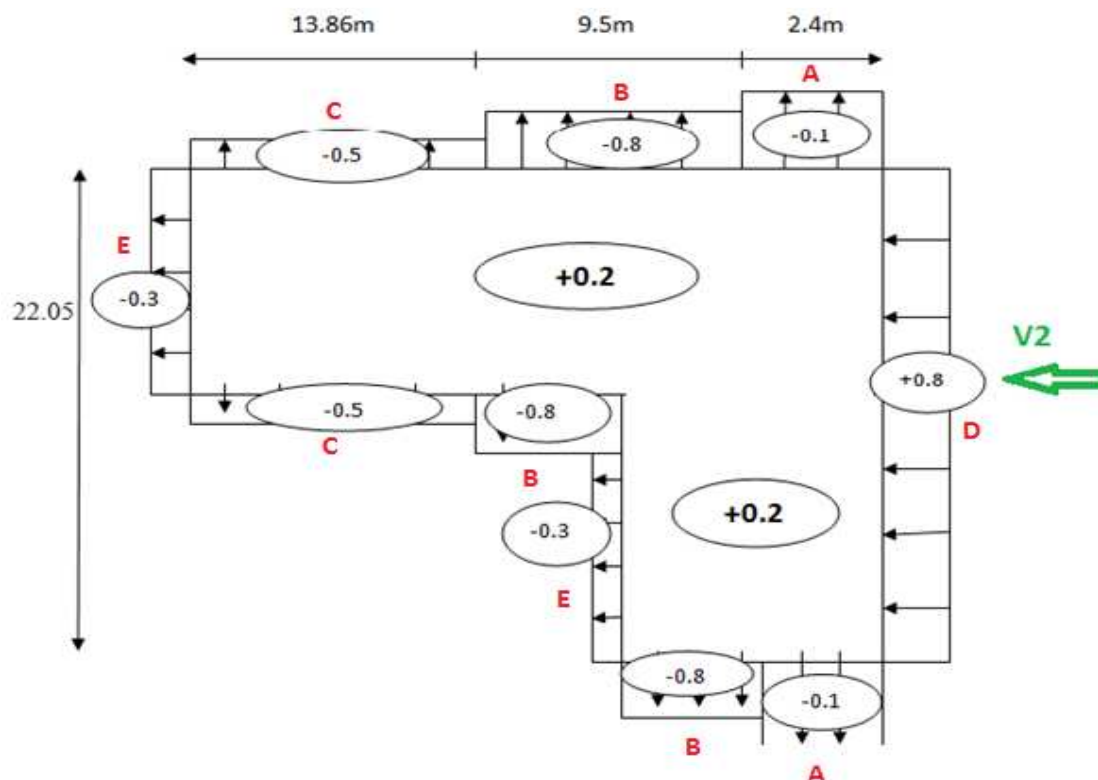


Figure -III- 7: Valeurs de coefficient de pressions résultant C_r sur les parois verticales.

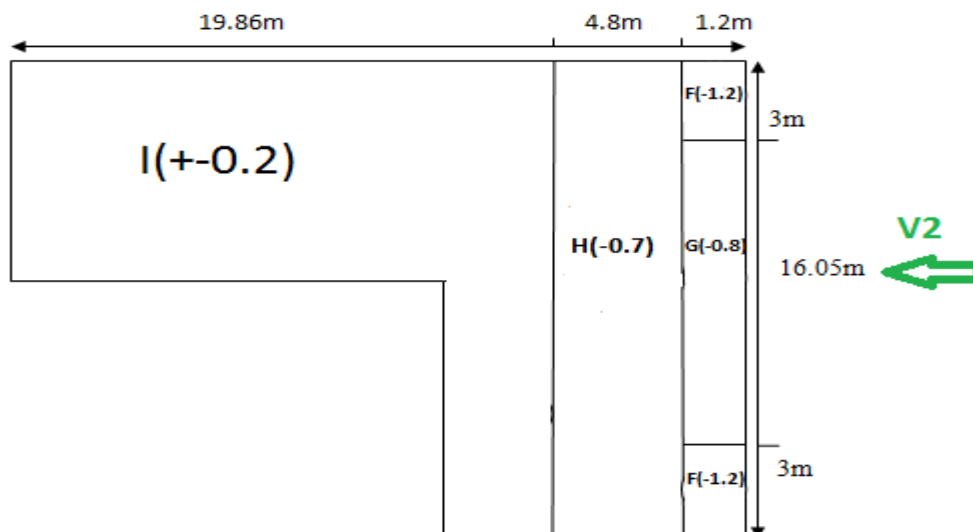


Figure -III- 8 : Valeurs des coefficients de pressions résultante Cr sur la toiture terra

4. Valeur de la pression statique du vent :

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

Sur les parois verticales :

Paroi	Ze	Ce	Ci	Ce - Ci	qh(h) (daN/m ²)	ph(h) (daN/m ²)
D	0 à 6m	+0.8	+0.2	+0.6	51.78	+31.06
E	0 à 6m	-0.3	+0.2	-0.5	51.78	-25.89
A	0 à 6m	-1.0	+0.2	-1.2	51.78	-62.13
B	0 à 6m	-0.8	+0.2	-1.0	51.78	-57.78
C	0 à 6m	-0.5	+0.2	-0.7	51.78	-36.24

Tableau-III- 10: valeur de la pression statique du vent ph(h) sur les parois verticales

Sur la terrasse :

Ze	Zone	Ce	Ci	Ce - Ci	qh (h) (daN/m ²)	ph (h) (daN/m ²)
h=6m	F	-1.2	+0.2	-1.4	51.78	-72.49
	G	-0.8	+0.2	-1.0	51.78	-51.78
	H	-0.7	+0.2	-0.9	51.78	-46.6
	I	-0.2	+0.2	-0.4	51.78	-20.71

		+0.2		00	51.78	0
--	--	------	--	----	-------	---

Tableau-III- 11 valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ sur la terrasse

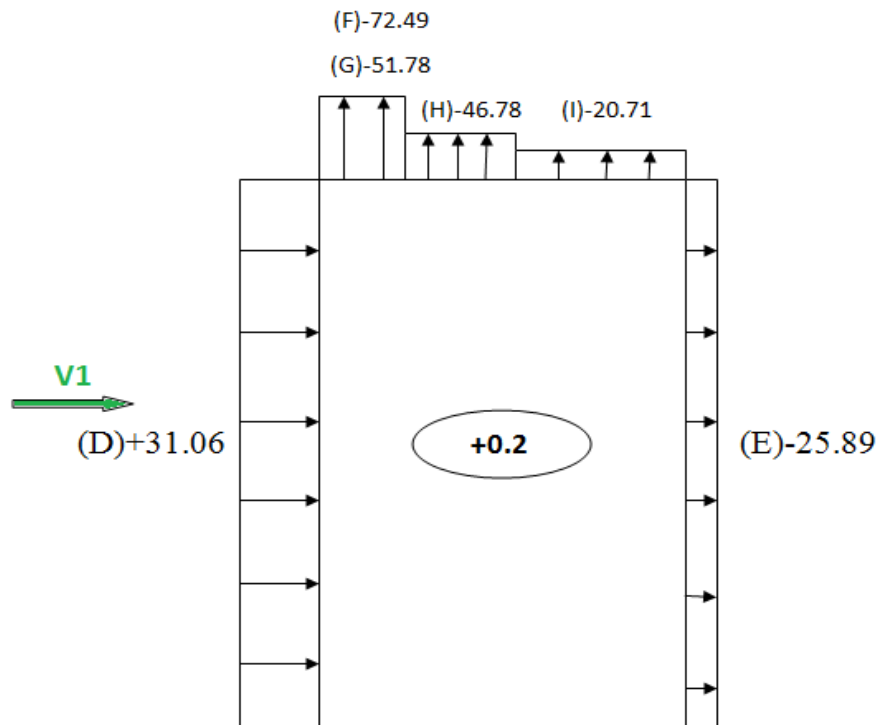


Figure -III- 9 valeur de la pression statique du vent $p_h(h)$ (daN/m²)

	Zone	Z_e	Surface (m ²)	$p_h(h)$ (daN/m ²)	Force totale (kN)
Parois verticales	D	6m	123.3m ²	+31.06	+382.96
	E	6m	123.3m ²	-25.89	-319.22
	A	6m	14.4m ²	-62.13	-89.46
	B	6m	57m ²	-57.78	-324.9
	c	6m	83.16m ²	-36.24	-30.499
terrasse	F	6m	3.6m ²	-72.49	-26.09
	G	6m	19.26m ²	-51.78	-99.72
	H	6m	105.84m ²	-46.6	-493.21
	I	6 m	241.493m ²	-20.71	-500.13

Tableau-III- lesForce extérieur sur le bâtiment

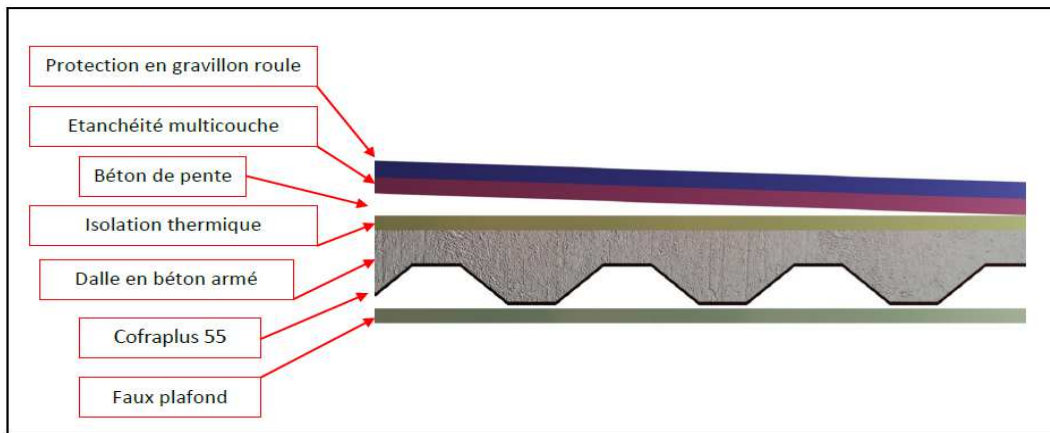


Figure-IV- 2plancher terrasse.

IV.1.2. Plancher étage courant :

Type	Charges permanents
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 dan /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02*20*100=40 dan /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02*20*100=40 dan /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 dan /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12*2500=300 dan /m ²
Cofraplus 55	13 dan /m ²
Faux plafond	10 dan /m ²
	G= 509 dan /m²

Tableau-IV- 3 Charge permanente d'un plancher courant.

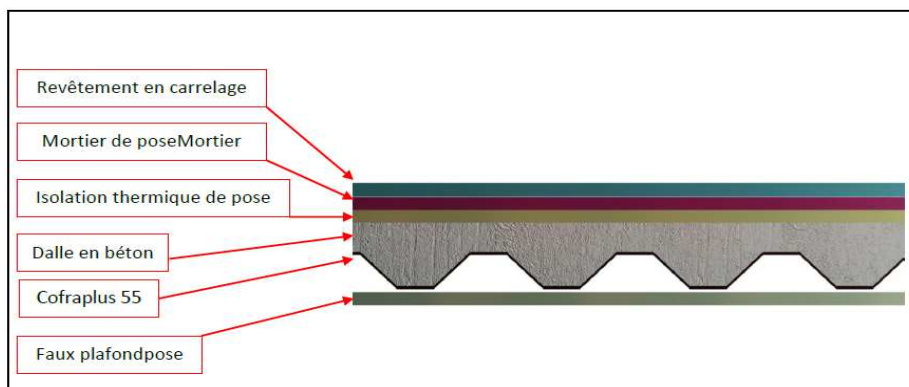


Figure-IV- 3 plancher étage courant.

IV.1.3. Murs extérieurs :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan/m ²)
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse (double cloison)	10	180
Enduit plâtre	2	20
		G= 236 dan /m²

Tableau-IV- 4charges permanentes des murs extérieures.

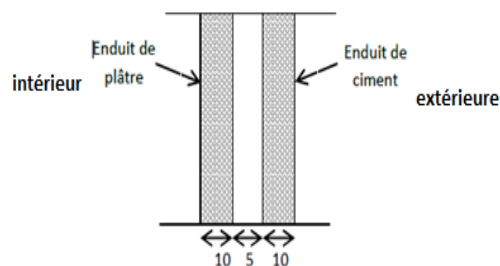


Figure-IV- 4charges permanentes des murs intérieures.

Remarque: la charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface Verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

- Pour le RDC : $G = 236 \times H = 236 \times 3.0 = 708 \text{ dan/ml}$.
- Pour l'étage courant : $G = 236 \times H = 236 \times 3.0 = 708 \text{ dan/ml}$.

IV-2-5-L'acrotère :

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

γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/ m^3

S: surface de l'acrotère est donnée par :

$$S = (0,60 \times 0,12) + (0,06 \times 0,1) + (0,04 \times 0,1) / 2 = 0,08 \text{ m}^2$$

IV.1.4.Les escaliers :

a-volée :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan/m ²)
Tôle striée	0,6	60
Mortier de pose	2	36
Revêtement carrelage	2	40
		G=136 dan/ m²

Tableau-IV- 5 charges permanentes de la volée.

b-Palier :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan/m ²)
Cofraplus 55	0.1	13
Dalle en béton	20	500
Mortier de pose	2	36
Revêtement carrelage	2	40
		G=589 dan/ m²

Tableau-IV- 6 charges permanentes du palier.

IV.2. Charges variables :

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

IV.2.1.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 »).

Plancher terrasse inaccessible.....	100 dan/m ²
Plancher étage courant.....	250 dan/m ²
Escalier	250 dan/m ²
Balcon.....	350 dan/m ²
Acrotère.....	100 dan/m ²

IV.2.2. Surcharges climatiques :**IV.2.3. Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.****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.

V. introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, Secondaire et solives) ont pré-dimensionne chaque élément à partir de deux conditions :

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

V.1. Quelques notions relatives au règlement CCM97 :**V.1.1. Objectif :**

Le règlement **CCM97** a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier.

Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

V.1.2. Domaine d'application :

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci dessous.

- les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.

V.1.3. - les structures fabriquer à partir de produits de construction en acier laminés chaud à l'exception des nuances d'acier a haut résistance.

Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui

sont définies comme suit :

Classe 1 : classe la plus performante section transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique

Classe 2 : classes intermédiaires sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée

Classe 3 : classes intermédiaires sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local

Classe 4 : classe la plus fragile section transversale ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

V.1.4. Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2,3)..... $\gamma_{M0} = 1,1$
- Section de classe (4)..... $\gamma_{M1} = 1,1$
- Sections nettes au droit des trous..... $\gamma_{M2} = 1,25$
- Cas des états limites ultimes des éléments..... $\gamma_{M1} = 1,1$

V.1.5. Valeurs limites des flèches :

Les structures en acier doivent êtres dimensionnées de manière que les flèches restent dans

les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés. Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Conditions	δv max flèche dans l'état final
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où δv max peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau-V-1- : Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

V.2. Pré-dimensionnement :

V.2.1. les solives :

Les solives Sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement est

pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0.7m \leq L \leq 1.50m$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la

destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de $L=6.0m$ (la poutre la plus longue) un écartement de $e=100$ cm.

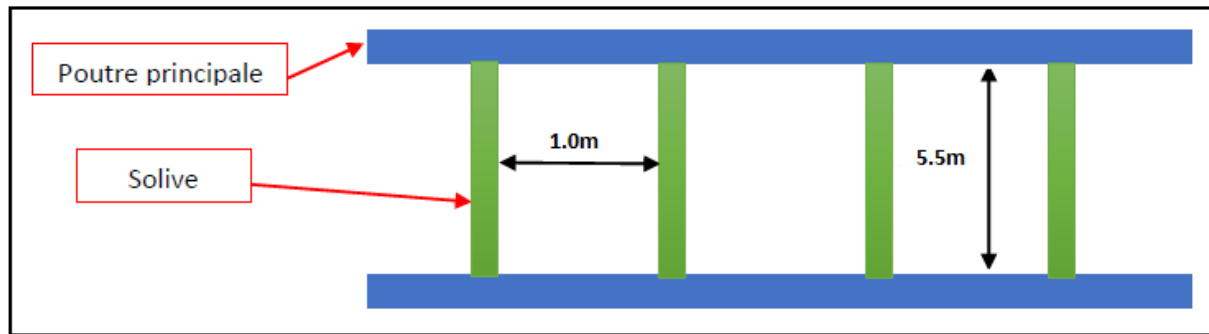


Figure-V-1- Présentation schématique des solives.

V.2.2. Pré dimensionnement des solives plancher terrasse :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G=656\text{kg}/\text{m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q =100 \text{ kg } /\text{m}^2$

La charge de la neige $N=16\text{kg } /\text{m}^2$

a)Condition de flèche :

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

$$: \quad F_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \quad \quad F_{\text{adm}} \leq \frac{L}{250} \quad \text{Pour planchers en général.}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (656+100+16) =772\text{kg } /\text{m}^2$$

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

$$q =756 \times 1,0 =756 \text{ kg}/\text{ml}$$

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

$$L=5.5\text{m}=550\text{cm.}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E} \quad \cdot \quad \frac{5 \times 7.56 \times 550^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1991\text{cm}^4. \text{On prend IPE220 avec :}$$

$$I_y=2772\text{cm}^4.$$

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h(mm)	P(kg/m)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
IPE 220	220	26.70	110	5.9	9.2	12	177.6	285	58.1	33.37	2772	205

Tableau -V-2- Caractéristique du profilé IPE220

b) Vérification de la flèche :

$$F_{adm} \leq \frac{L}{250} = 2.2\text{cm} \quad F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 756 \times 550^4}{384 \times 2772 \times 2.1 \times 10^6} = 1.54\text{cm}$$

$F_{adm} > F_{max}$ (Condition vérifié)

c) La classe de la section transversale :

Semelle comprimée :

b=110mm. tf=9.2mm. r=12mm.

C=(b-2r-t_w)/2=(110-24-5.9)/2=40.05mm.

C/tf=40.05/9.2=4.35 < 9ε = 9 **donc la semelle est de classe 1.**

Ame fléchi :

d=h-(2(tf+r))=177.6mm

t_w=5,9mm

d/t_w=177.6/5,9=30.1 < 72ε=72 **donc l'âme est de classe 1.**

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

d) Calcul de la charge :

G_s=26.7/5.5=4.85 kg/m²

G=656+4.85=660,85 kg/m²

q=1,35(G)+1,5(Q)=(1,35x660,85)+(1,5x100)=10,42kN/m²

Pour une bande de 1,0m q =10,42kN/m.

e)Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.42 \times 5.5}{2} = 28.65 \text{KN} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{avec :}$$

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

$$A_v = 33.37 - [(2 \times 11 \times 0.92) + (0.59 + 2 \times 1.2) \times 0.92] = 11.82 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{11.82 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 145.79 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 28.65 \text{KN} < V_{pl,rd} = 145.79 \text{KN} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.42 \times 5.5^2}{8} = 39.4 \text{KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285 \times 235}{1.1} = 60.88 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

V.2.3. Pré dimensionnement des solives plancher étage courant :

a) Calcul de la charge :

$$G = 509 + 4.85 = 513.85 \text{ kg/m}^2$$

$$q = (G) + (Q) = 513.85 + 250 = 7.63 \text{ kN/m}^2.$$

Pour une bande de 1,0m $q = 7.63 \text{ kN/m}$

Vus que la charge $q = 10.42 \text{ kN/m}^2$ du plancher terrasse est supérieur à la charge $q = 7.63 \text{ kN/m}^2$ on garde le même profilé pour toute la structure.

Remarque :

Les solives étage terrasse et les plus charger par rapport a l'étage courant donc ont opte pour la même solive pour l'étage courant.

V.2.4. Pré dimensionnement des poutres :

I) poutre principale (plancher terrasse) :

a) Calcul des charges :

Chargement	G=656kg/m ² Gs=26.7kg/m	Q=100kg/m ² N=16kg/m ²
Chargement linière	Gtotal=(656x4.75)+26.7=3142.7kg/ml	Qtotal=116x4.75=551kg/ml
Pondérée	1,35G+1,5Q=1,35(3142.7)+1,5(551)=5069.145 kg/ml	
Non pondérée	G+Q=3142.7+551=3693.7 kg/ml	

Tableau -V-3- chargement poutre principale (plancher terrasse).

b) Condition de flèche :

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

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \qquad F_{adm} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

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

$L=6.0\text{m}=600 \text{ cm}$.

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E} = \frac{5 \times 36.937 \times 250 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 12367,22 \text{ cm}^4 \text{ on prend IPE400 avec :}$$

$$I_y=23130 \text{ cm}^4.$$

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h(mm)	P(kg/m)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
IPE 400	400	67.59	180	8.6	13.5	21	331.0	1307	229	84.46	23130	1318

Tableau -V-4- Caractéristique du profilé IPE360.

c) Vérification de la flèche :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm.} \qquad F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 36.937 \times 600^4}{384 \times 23130 \times 2.1 \times 10^6} = 1.28 \text{ cm}$$

$F_{max} < F_{adm}$.(Condition vérifié).

d) La classe de la section transversale :

$b=180\text{mm}$ $t_f=13.5\text{mm}$

$C=(b/2)-(r+t_w/2)=64.7\text{mm}$

$C/t_f=64.7/13.5=4.79 \leq 9 \epsilon=9$ donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchi:

$$d=h-(2(tf+r))=331\text{ mm}$$

$$t_w=8.6\text{ mm}$$

$$d/t_w=331/8.6=38.48 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

e) Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante

$$V_{sd} < V_{pl,d} \quad \text{AVEC} \quad V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{55.1 \times 600}{2} = 165.3\text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{avec :}$$

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

$$A_v = 84.46 - [(2 \times 18 \times 1.35) + (0.86 + 2 \times 2.1) \times 1.35] = 29.029\text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{29.029 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 358.05\text{ KN}$$

$$V_{sd} = 149.59\text{ KN} < V_{pl,d} = 358.05\text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}) .$$

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{50.69 \times 600^2}{8} = 228.1\text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1307 \times 235}{1.1} = 279.22\text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

II) poutre principale (plancher étage courant) :

a) Calcul des charges :

Chargement	G=509kg/m ² Gs=26.7kg/m	Q=250kg/m ²
Chargement linéaire	Gtotal=(509x4.75)+26.7=2444,45kg/ml	Qtotal=250x4.75=1187.5kg/ml
Pondérée	1,35G+1,5Q=1,35(2444,45)+1,5(1187.5)=5081 kg/ml	
Non pondérée	G+Q=2444,45+1187.5=3632 kg/ml	

Tableau -V-5- chargement poutre principale (plancher étage courant).

b) Condition de flèche :

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

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad F_{adm} \leq \frac{L}{250}$$

Avec :

E=2. q : la charge non pondéré

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

Le module d'élasticité $1 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$

L=6 m=600 cm.

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E} = \frac{5 \times 36 \times 250 \times 600^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 12160.7 \text{ cm}^4 \text{ on prend IPE400 avec}$$

$$I_y = 23130 \text{ cm}^4.$$

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					
	h(mm)	P(kg/m)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
IPE 400	400	67.59	180	8.6	13.5	21	331.0	1307	229	84.46	23130	1318

Tableau -V-6- Caractéristique du profilé IPE400.

c) Vérification de la flèche :

$$F_{adm} \leq \frac{L}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 36.32 \times 600^4}{384 \times 16270 \times 2.1 \times 10^6} = 1.7 \text{ cm}$$

$F_{max} < F_{adm}$ (Condition vérifié).

d) La classe de la section transversale :

Semelle comprimée :

$$b = 170 \text{ mm} \quad t_f = 12.7 \text{ mm}$$

$$C = (b/2) - (r + t_w/2) = 99 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 99/12.5 = 7.92 \leq 9 \epsilon = 9 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi:

$$d = h - (2(t_f + r)) = 299 \text{ mm}$$

$$t_w = 12.7 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 299/12.7 = 33.92 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

e) Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,d} \quad \text{AVEC} \quad V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{51 \times 600}{2} = 153 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{avec :}$$

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

$$A_v = 72.73 - [(2 \times 1.7 \times 1.27) + (0.8 + 2 \times 1.8) \times 1.27] = 39.354 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{39.354 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 485.4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 153 \text{ KN} < V_{pl,d} = 485.4 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{51 \times 600^2}{8} = 229.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1019 \times 235}{1.1} = 279 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

III) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

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

V.2.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on prend le poteau le plus sollicité. Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux

sens, de plus ils sont pratique pour les assemblages. La règle empirique pour un poteau en profilé:

$$\lambda_y = \frac{LF}{iy} \leq 25 \rightarrow iy = \frac{LF}{25} = \frac{300 \times 0.5}{25} = 6 \text{ cm}$$

On prend un **HEA 180** avec : $iy=7.47 \text{ cm}$.

V.2.6. Vérification du poteau :

a) Calcul des charges :

Plancher terrasse :

La surface: $S=4,8 \times 4,75= 22.8 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s=26.7 \times 4.75 \times 5= 634.125 \text{ daN}$

Poids des poutres principales : $G_{pp}= 67.59 \times 4.8=324.432 \text{ daN}$

Poids propre du poteau : $G_{pot}=36.20 \times 3.00=108.6 \text{ daN}$

Poids du plancher terrasse : $G_t=656 \times 22.8=14956.8 \text{ daN}$

Charge de la neige : $S=22.8 \times 4.8=109.44 \text{ daN}$

Charge d'exploitation terrasse : $Q=100 \times 22.8=2280 \text{ daN}$

Alors :

$$N_t=1,35(634.125+324.432+108.6+14956.8)+1.5(109.44+2280)=25216.501 \text{ daN}$$

Plancher étage courant

La surface: $S=4.8 \times 4.75=22.8 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s=26.7 \times 4.75 \times 5= 634.125 \text{ daN}$

Poids des poutres principales : $G_{pp}= 67.59 \times 4.8= 324.45 \text{ daN}$

Poids du plancher étage courant : $G_c=509 \times 22.8=11605.2 \text{ daN}$

Poids propre du poteau : $G_{pot}=36.20 \times 3.00=108.6 \text{ daN}$

Charge d'exploitation étage courant : $Q=250 \times 22.8=5700 \text{ daN}$

Alors :

$$N_c=1,35(634.125+324.423+11605.2+108.6)+1.5(5700)=25657.66 \text{ daN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd}=N_t+N_c= 50875 \text{ daN}$$

c) Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{LF}{iy} = 20.13 \quad , \quad \lambda_z = \frac{LF}{iz} = 33.18$$

d) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{20.13}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{33.18}{93.9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0.35$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_z = 0.35 > 0.2 \quad (\text{Il y'a risque de flambement})$$

d) Vérification du risque de flambement :

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0.95 < 1.2 \dots \dots \dots (1).$$

$$t_f = 10 \leq 100 \text{ mm.} \dots \dots \dots (2)$$

De 1 et 2 on trouve

Courbe de flambement **b** pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : $\chi_y = 0,9455$

Courbe de flambement **c** pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $\chi_z = 0,9235$

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m1}} \quad , \quad N_{b,rd} = 0.9235 \times 1 \times \frac{50 \times 235}{1.1} = 89275.2 \text{ dAN}$$

$N_{sd} < N_{b,rd}$ (le poteau est vérifié au flambement)

Pour des raisons constructives, on opte pour des HEA 200.

V.2.7. conclusion

Les résultats du pré-dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Eléments	Profilé adopté
poteaux	HEA200
Poutre principale (étage terrasse)	IPE400
Poutre principale (étage courant)	IPE400
Poutres secondaires	IPE220
solives	

VI. Introduction :

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

VI.1. Description d'un plancher collaborant :

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

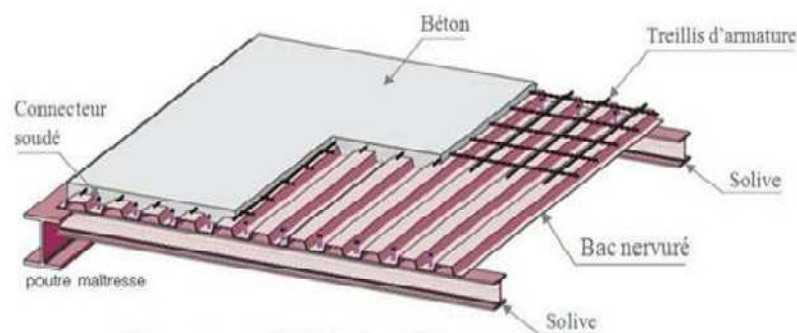


Figure VI-1 : éléments constructif d'un plancher collaborant

VI.2. Avantages de la dalle mixte :

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

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

- Dalle en béton d'épaisseur.....h = 160mm
- Tôle COFRAPLUS55.....hp = 55mm

$$h_c = h - h_p = 160 - 55 = 105 \text{ mm.}$$

$$\text{Module de Young..... } E_a = 21 \cdot 10^2 \text{ MPA} / E_{cim} = 30500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Le module d'élasticité longitudinal : } \frac{E_{cm}}{2} = \frac{30500}{2} = 15250 \text{ Mpa}$$

$$\text{Coefficient d'équivalence (acier. Béton) : } n = \frac{E_a}{E_{cim}/2} = \frac{21 \times 10^4}{1250} = 13.77$$

VI.3. Etude des solives :

VI.3.1. Avant la prise du béton :

1) Evaluation des charges :

	Permanente	pooids propre de la solive.....gs=26.7daN/m. pooids de la tôle...gp=13x1=13daN/m. pooids propre de la dalle.....gc=0,12*2500*1=300daN/m	G=339.7daN/m
	Exploitation	une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),....qm=100x1=100dan/m	Q=100daN/m
	ELU	qsd=1,35G+1,5Q	qsd=608.6daN/m
	ELS	qsd=G+Qm	qsd=439.7daN/m

Tableau-VI-3-évaluation des charges

2) vérifications à la résistance(ELU) :**a) Détermination de la classe de la section IPE220:****Semelle comprimée :**

$$b=110\text{mm. } t_f=9.2\text{mm. } r=12\text{mm.}$$

$$C=(b-2r-t_w)/2=(110-24-5.9)/2=40.05\text{mm.}$$

$$C/t_f=40.05/9.2=4.35 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi :

$$d=h-(2(t_f+r))=177.6\text{mm}$$

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

$$d/t_w=177.6/5,9=30.1 < 72\varepsilon=72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

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 :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{608.6 \times 5.5}{2} = 16.8\text{KN} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{avec :}$$

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

$$A_v = 33.37 - [(2 \times 11 \times 0.92) + (0.59 + 2 \times 1.2) \times 0.92] = 11.82\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{11.82 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 145.79\text{KN}$$

$$V_{sd} = 16.8\text{KN} < V_{pl,rd} = 145.79\text{KN} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.086 \times 5.5^2}{8} = 23\text{KN. m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285 \times 235}{1.1} = 60.9\text{KN. m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

3) Vérification à l'ELS :

$$F_{adm} \leq \frac{L}{250} = 2.2\text{cm} \quad F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 4.397 \times 550^4}{384 \times 2772 \times 2.1 \times 10^6} = 0.44\text{cm}$$

$$F_{adm} > F_{max} \quad \dots\dots\dots(\text{Condition vérifié})$$

VI-4-2- Après la prise du béton:**1) Plancher étage courant :**

1-1) Evaluation des charges :

	Permanente	Cloison de répartition $e_p= 10 \text{ cm} \dots\dots 90 \text{ daN /m}^2$ Revêtement en carrelage (2 cm) $\dots\dots 40 \text{ daN /m}^2$ Mortier de pose (2 cm)..... 40 daN /m^2 Isolation thermique (4 cm)..... 16 daN /m^2 Poids de la dalle e_p (12cm)..... 300 daN /m^2 Cofraplus 55..... 13 daN /m^2 Faux plafond..... 10 daN /m^2 Poids de la solive..... 26.7 daN/m	G=535.7daN/m
	Exploitation	$Q=250 \text{ daN/m}^2$	Q=250daN/m
	ELU	$q_{sd}=1,35G+1,5Q$	qsd=1098daN/m
	ELS	$q_{sd}=G+Q_m$	qsd=785.7daN/m

Tableau-VI-4-évaluation des charges.

1-2) Caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

Entre axe des solives..... $e= 1.0 \text{ m}$

Largeur participante (efficace) de la dalle :

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 04 on a :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min (L_e/8; b_1) \text{ avec } b_1 = 1 \text{ m}; b_1 = 1 \text{ m}$$

$$L_a \text{ (poutre isostatique)} = L = L_e = 5.5 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.7 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8; b_2) = L_e/8 = 0.7 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.7 + 0.7 = 1.4 \text{ m} \quad \text{danc: } b_{eff} = 1.4 \text{ m}$$

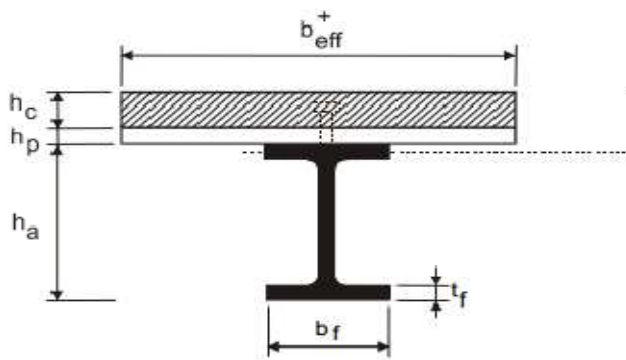


Figure-VI-3-La largeur participante de la dalle en béton (b_{effe})

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

Avec :

A : section de l'IPE220

B : section de la dalle en béton

n: coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 23,9 + (12 \times 140) / 15 = 145.37 \text{ cm}^2$$

1-3) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1098 \times 5.5}{2} = 30 \text{ KN} \quad V_{pl, rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{avec :}$$

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

$$A_v = 33.37 - [(2 \times 11 \times 0.92) + (0.59 + 2 \times 1.2) \times 0.92] = 11.82 \text{ cm}^2 \quad , V_{pl, rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 145.79 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 30 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 145.79 \text{ KN}$ (Condition vérifié).

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

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.98 \times 5.5^2}{8} = 42 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl, rd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285 \times 235}{1.1} = 60.9 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl, rd}$ (Condition vérifié).

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

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{33.37 \times 2350}{1.1} = 71290.5 \text{ dAN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \cdot h_c \cdot b_{eff} \cdot f_{ck}}{\gamma_b} \quad h_c = 0.95t = 0.95 \times 12 = 11.4 \text{ cm} \quad f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 11.4 \times 140 \times 25}{1.5} = 226100 \text{ dAN}$$

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

$$Z = \frac{F_a}{0.85 \cdot b_{eff} \cdot f_{ck}} = 2.57 \text{ cm}$$

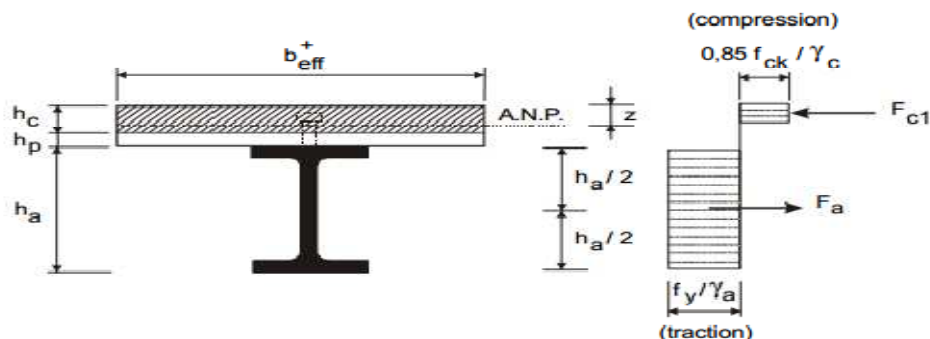


Figure-VI-4-Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

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 :

$$M_{ply, Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{33.37 \times 23500}{1.1} \left(\frac{220}{2} + 114 + 5.5 - \frac{25.7}{2} \right) = 154,5 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl, rd}$ (Condition vérifié).

1-4) vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche :

$$f_{max} < f_{adm} \quad (\text{Condition a vérifié})$$

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

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.

Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + I_B/n + (b_{effe} \times h_c)/n \times ((t+h)/2 - d)^2$$

Avec :

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

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

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{effe} \times h_c^3}{12} = \frac{140 \times 11.4^3}{12} = 17284,68 \text{cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) 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

$$d = \left[\frac{b_{effe} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[Aa + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{140 \times 11.4}{15} \left(12 + \frac{22}{2} \right) \right] \div \left[33.37 + \frac{140 \times 11.4}{15} \right] = 17.5 \text{cm}$$

Donc :

$$I_y = 2772 + 33.37 \times 17.5^2 + 17284.68/15 + (140 \times 11.4)/15 \times ((12+22)/2 - 17.5)^2 = 14170.5 \text{cm}^4$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.85 \times 550^4}{384 \times 14170.5 \times 2.1 \times 10^6} = 0.3 \text{cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{550}{250} = 2.2 \text{cm}$$

F_{adm} > F_{max}..... (Condition vérifié)

2-2) Plancher terrasse :

2-2-1) Evaluation des charges :

	Permanente	Protection gravier roulée (5cm).....85 daN /m ² Etanchéité multicouche (5 cm).....12 daN /m ² Béton de pente (10 cm)220 daN /m ² Isolation thermique (4 cm).....16 daN /m ² Poids de la dalle e _p (12cm)300 daN /m ² Cofraplus 5513 daN /m ² Faux plafon.....10 daN /m ² Poids de la solive26.7daN/m	G=682.7daN/m
	Exploitation	Q=100dan/m ²	Q=100daN/m
	ELU	q _{sd} =1,35G+1,5N+1,5x0,67xQ	q_{sd}=1012.7daN/m
	ELS	q _{sd} =G+N+0,67xQ	q_{sd}=765.7daN/m

Tableau-VI-5-évaluation des charges.

2-2-2) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1012.7 \times 5.5}{2} = 2784.9 \text{dAN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{avec :}$$

$$A_v = A - [2bx_{tr} + (t_w + 2r)x_{tr}]$$

$$A_v = 33.37 - [(2 \times 11 \times 0.92) + (0.59 + 2 \times 1.2) \times 0.92] = 11.82 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 14579 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 27.85 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 145.79 \text{KN} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

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

On doit vérifier la condition suivante:

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ Avec :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,127 \times 5,5^2}{8} = 38,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285 \times 235}{1,1} \left(\frac{220}{2} + 114 + 55 - 25,7 \right) = 180,6 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ (Condition vérifié).

2-2-3) Vérification à l'ELS :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 7,657 \times 550^4}{384 \times 904200,9 \times 2,1 \times 10^6} = 0,05 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ cm}$$

$f_{adm} > f_{max}$ (Condition vérifié)

VI.4. Calcul de la connexion Acier-béton :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle en béton. Les deux matériaux sont solidarités mécaniquement par une connexion afin que le glissement entre acier et béton soit limité. Dans le bâtiment, la connexion des poutres mixtes est assurée dans la plupart des cas par des goujons.

Ce sont des pièces cylindriques, comportant une tête, qui sont soudées sur l'aile du profilé métallique. Ce soudage s'effectue en général de façon semi-automatique à l'aide d'un pistolet.

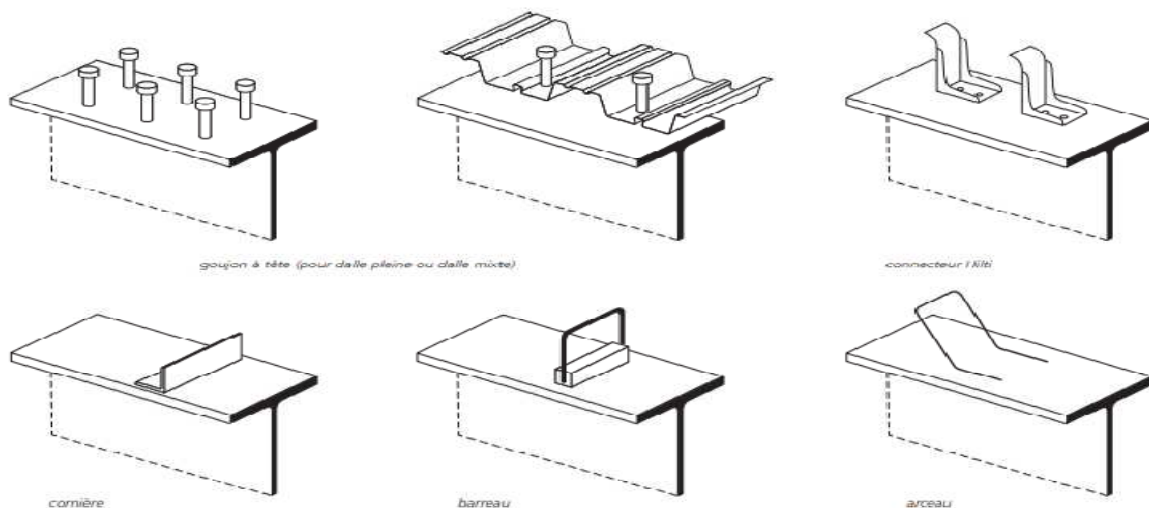


Figure-VI-5- différents types de la connexion acier béton.

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.

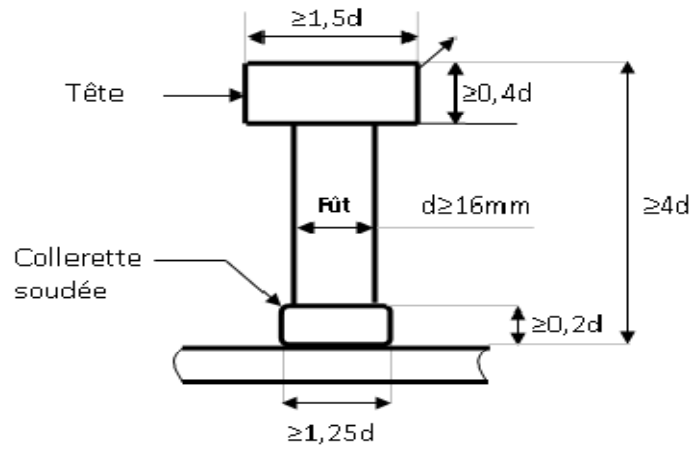


Figure-VI-6- schéma d'un goujon

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g=90\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$

2) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}} \quad \text{Avec :}$$

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 :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd(1)} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \cdot K_T \\ P_{rd(2)} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \cdot K_T \end{array} \right.$$

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.

$E_{cm}=31476\text{Mpa}$: 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.

K_t : Coefficient min orateur donné par l'expression suivant :

$$K_t = \frac{0.7 b_0}{\sqrt{N_t}} \times \frac{1}{h_p} \times \left[\frac{h_g}{h_p} - 1 \right] \quad (\text{Pour le cas où les nervures de la tôle est perpendiculaire à l'axe de la poutre}).$$

Avec :

$N_t=1$ nombre de goujons dans une nervure.

$b_0=(124+82)/2=103\text{mm}$

Donc :

$$K_t = \frac{0.7(103)}{\sqrt{1}} \times \frac{1}{55} \times \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0.83 < K_{t, \max}$$

D'où :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd(1)} = 0.8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1.25} \times 0.83 = 45902.5\text{N} \\ P_{rd(2)} = 0.29 \times 16^2 \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1.25} \cdot 0.83 = 43728.8\text{N} \\ p_{rd} = 52685.1\text{N} \end{array} \right.$$

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

$$V_i = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{i(1)} = f_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{33.37 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 712904.5 \text{ N} \\ V_{i(2)} = F_c = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 3104347.9.29 \text{ N} \\ V_i = 712904.5 \text{ N} \end{array} \right\}$$

Donc :

$$n = \frac{712904.5}{52685.1} = 16.3 \quad \text{On opte pour } n=17 \text{ goujons, avec un espacement de } 16 \text{ cm}$$

VI.5. Etude des poutres principales IPE400:

VI.5.1. Vérification au stade de montage :

Portée : L = 6 m

Distance entre axe = 4.75 m

- Le poids propre du béton 1425 kg/ml
- Le poids propre de la tôle $13 \times 4.75 = 61.75$ kg/ml
- Le poids propre de la solive $26.7 \times 5 = 133.5$ kg/ml
- Le poids propre de la poutre principale 67.59 kg/ml.
- La surcharge de construction $100 \times 4.75 = 475$ kg/ml

La charge permanente

$$G = 1425 + 61.75 + 133.5 + 67.59 = 1678.43 \text{ kg/ml}$$

La charge d'exploitation

$$Q = 475 \text{ kg/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 1678.43 + 1.5 \times 475 = 2978.38 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 1678.43 + 475 = 2153.43 \text{ kg/ml}$$

1-2- Vérifications à'ELU:

a) Vérification a la résistance :

. Vérification a l'effort tranchant :

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

Calcul de l'effort tranchant dans la section :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2978.38 \times 600}{2} = 89.4 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [2b_{xtf} + (tw + 2r) \cdot x_{tf}]$$

$$A_v = 72.73 - [(2 \times 1.7 \times 1.27) + (0.8 + 2 \times 1.8) \times 1.27] = 39.354 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{39.354 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 485.4 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 89.4 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 485.4 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2978.38 \times 600^2}{8} = 134.02 \text{ KN. m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1019 \times 235}{1.1} = 217.7 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

1-3- Vérification à l'ELS :

$$F_{adm} \leq \frac{L}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 21.6 \times 600^4}{384 \times 26270 \times 2.1 \times 10^6} = 0.66 \text{ cm}$$

$$F_{max} < F_{adm} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

1-4-Vérification au déversement :

Le déversement est empêché par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en **IP400** est vérifier au stade de montage.

VI.5.2. Vérification au stade finale :**1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs :****Evaluation des charges :**

- Cloison de séparation90×4.75 = 427.5 kg/ml
 - Revêtement en carrelage40× 4.75 = 190 kg/ml
 - Mortier de pose40×4.75 =190 kg/ml
 - Poids de la dalle1425kg/ml
 - Isolation thermique16 x 4.75 = 76 kg/ml
 - Poids de la tôle.....12×4.75 = 57 kg/ml
 - Poids de solive26.7×5 = 133.5kg/ml
 - Poids de la poutre (**IPE400**)67.59kg/ml
 - charge d'exploitation715.5kg/ml
- $G = 427.5+190+190+1425+76+57+133.5+67.59+715.5=3272.7\text{kg/ml}$

Les charges variables :

- Charge d'exploitation $Q = 250 \times 4.75 = 1187.5\text{kg/ml}$

Combinaison de charge :

$$\text{ELU} : q_{ud} = 1.35 G + 1.5(Q + V) = 1.35 \times 3272.7 + 1.5 \times 1187.5 = 6199\text{kg/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{sd} = G + Q = 3272.7 + 1187.5 = 4460\text{kg/ml}$$

2-Caractéristiques de la dalle mixte :**a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :**

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e)$ avec :

$L_0 = L$: la longueur de la poutre principale (6m)

e : entres axes des poutres principales $e = 4,75\text{m}$

$$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1,5 ; 4,75) = 1,5\text{m}$$

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

Avec :

A : section d'IPE360

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 72.73 + (12 \times 150) / 15 = 192.73\text{cm}^2$$

3) vérifications à l'ELU :**a) vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} < V_{pl}$$

Calcul de l'effort tranchant dans la section :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{54.869 \times 600}{2} = 164,7\text{KN}$$

Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [2b_{xtf} + (t_w + 2r) \cdot x_{tf}]$$

$$A_v = 72.73 - [(2 \times 1.7 \times 1.27) + (0.8 + 2 \times 1.8) \times 1.27] = 39.354 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, rd} = \frac{39.354 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 485.4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 164.7 \text{ kN} < V_{pl, rd} = 485.4 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{61.99 \times 600^2}{8} = 278 \text{ kN.m}$$

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

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{72.73 \times 235}{1.1} = 15537.8 \text{ dAN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \quad h_c = 0.95t = 0.95 \times 12 = 11.4 \text{ cm} \quad f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 11.4 \times 150 \times 25}{1.5} = 24225 \text{ dAN}$$

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

$$Z = \frac{F_a}{\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}} = 7.4 \text{ cm}$$

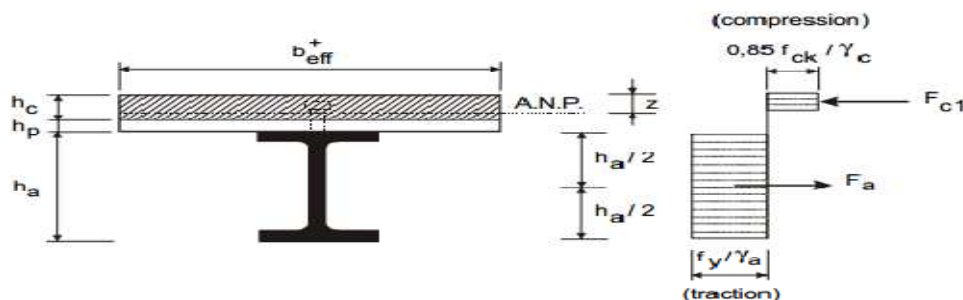


Figure-VI-8-Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

d) 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 :

$$M_{ply, Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply, rd} = \frac{7273 \times 235}{1.1} \left(\frac{360}{2} + 114 + 55 - \frac{74}{2} \right) = 485 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl, rd} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

4) vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche :

$$F_{adm} > F_{max} \dots \dots \dots (\text{Condition à vérifier})$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

L : la portée de la poutre principale.

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

E : module d'élasticité de l'acier.

Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + I_B/n + (b_{effe} \times h_c)/n \times ((t+h)/2 - d)^2$$

I_A : inertie propre de IPE360 ; $I_A = 16270 \text{ cm}^4$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$

$$I_B : \text{inertie de la section en béton ; } I_B = \frac{b_{effe} \times h_c^3}{12} = \frac{150 \times 11,4^3}{12} = 18519,3 \text{ cm}^4$$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) 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

$$d = \left[\frac{b_{effe} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[Aa + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{150 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{36}{2} \right) \right] \div \left[72,73 + \frac{150 \times 11,4}{15} \right] = 18,3 \text{ cm}$$

$$I_y = 16270 + 72,73 \times 18,3^2 + 18519,3/15 + (150 \times 11,4)/15 \times ((12+36)/2 - 18,3)^2 = 55565 \text{ cm}^4$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 44,6 \times 600^4}{384 \times 34413,5 \times 2,1 \times 10^6} = 1,04 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$F_{adm} > F_{max}$ (Condition vérifié)

VI.6. Calcul de la connexion Acier-béton :

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g = 90 \text{ mm}$ et de diamètre du fût $d = 16 \text{ mm}$

1) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}} \quad \text{Avec :}$$

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

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

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

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

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.

$E_{cm} = 31476 \text{ Mpa}$: 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.

K_t : Coefficient min orateur donné par l'expression suivant :

$$K_t = \frac{0,6 b_0}{1} \times \frac{1}{h_p} \times \left[\frac{h_g}{h_p} - 1 \right] \quad (\text{Pour le cas où les nervures de la tôle est parallèle à l'axe de la poutre}).$$

Avec :

$$b_0 = (124 + 82)/2 = 103 \text{ mm}$$

Donc :

$$K_t = \frac{0,6(103)}{1} \times \frac{1}{55} \times \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0,71 < K_{t, \max} = 0,85$$

D'où :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd(1)} = 0.8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1.25} \times 0.71 = 39266N \\ P_{rd(2)} = 0.29 \times 16^2 \sqrt{25} \times 31476 \times \frac{1}{1.25} \cdot 0.71 = 37407N \end{array} \right\}$$

$$p_{rd} = 37407N$$

1-2) Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_i :

$$V_i = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{i(1)} = f_a = \frac{Aa \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{72.73 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 1553777.2N \\ V_{i(2)} = F_C = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 2550000N \end{array} \right\}$$

$$V_i = 1553777.2N$$

Donc :

$$n = \frac{1553777.2}{37407} = 41.5 \text{ On opte pour } n=42 \text{ goujons réparti sur } 2.5m, \text{ avec un espacement de } 7cm.$$

VI.7. Etude des poutres principales IPE400:

VI.7.1. Vérification au stade de montage :

1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives R_s :

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

Portée : $L = 6 \text{ m}$

Distance entre axe = $4.75m$

- Le poids propre du béton 1425 kg/ml
- Le poids propre de la tôle $13 \times 4.75 = 61.75 \text{ kg/ml}$
- Le poids propre de la solive $26.7 \times 5 = 133.5 \text{ kg/ml}$
- Le poids propre de la poutre principale 58.18 kg/ml .
- La surcharge de construction $100 \times 4.75 = 475 \text{ kg/ml}$

La charge permanente

$$G = 1425 + 61.75 + 133.5 + 58.18 = 1678.43 \text{ kg/ml}$$

La charge d'exploitation

$$Q = 475 \text{ kg/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 1678.43 + 1.5 \times 475 = 2978.38 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 1678.43 + 475 = 2153.43 \text{ kg/ml}$$

1-2-Vérifications à'ELU:

a) Vérification a la résistance :

. Vérification a l'effort tranchant :

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

Calcul de l'effort tranchant dans la section :

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{2978.38 \times 600}{2} = 89.4 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 84.46 - [(2 \times 18 \times 1.35) + (0.86 + 2 \times 2.1) \times 1.35] = 29.029 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{29.029 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 358.05 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 149.59 \text{ kN} < V_{pl} = 358.05 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée}) .$$

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2978.38 \times 600^2}{8} = 134.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1307 \times 235}{1.1} = 279.22 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$ (Condition vérifiée).

1-3- Vérification à l'ELS :

$$f_{adm} \leq \frac{L}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 21.6 \times 600^4}{384 \times 26270 \times 2.1 \times 10^6} = 0.66 \text{ cm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ (Condition vérifiée).

1-4- Vérification au déversement :

Le déversement est empêché par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en **IPE400** est vérifiée au stade de montage.

VI.7.2. Vérification au stade finale :

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

Evaluation des charges :

- Cloison de séparation $90 \times 4.75 = 427.5 \text{ kg/ml}$
- Revêtement en carrelage $40 \times 4.75 = 190 \text{ kg/ml}$
- Mortier de pose $40 \times 4.75 = 190 \text{ kg/ml}$
- Poids de la dalle 1425 kg/ml
- Isolation thermique $16 \times 4.75 = 76 \text{ kg/ml}$
- Poids de la tôle $12 \times 4.75 = 57 \text{ kg/ml}$
- Poids de solive $26.7 \times 5 = 133.5 \text{ kg/ml}$
- Poids de la poutre (**IPE400**) 67.59 kg/ml
- charge d'exploitation 715.5 kg/ml

$$G = 427.5 + 190 + 190 + 1425 + 76 + 57 + 133.5 + 58.18 + 715.5 = 3272.7 \text{ kg/ml}$$

Les charges variables :

- Charge d'exploitation $Q = 100 \times 4.75 = 475 \text{ kg/ml}$
- Charge du vent $Q = 72 \times 4.75 = 342 \text{ kg/ml}$
- Charge de la neige $Q = 16 \times 4.75 = 76 \text{ kg/ml}$

Combinaison de charge :

$$\text{ELU} : q_{ud} = 1.35 G + 1.5(Q + V + N) = 1.35 \times 3272.7 + 1.5 \times 893 = 5758 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{sd} = G + Q = 3272.7 + 893 = 4166 \text{ kg/ml}$$

2- Caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{effe}) :

$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e)$ avec :

$L_0 = L$: la longueur de la poutre principale (6m)

e : entres axes des poutres principales $e = 4.75 \text{ m}$

$$b_{effe} = \min(2L_0/8 ; e) = \min(1.5 ; 4.75) = 1.5 \text{ m}$$

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

Avec :

A : section d'IPE400

B : section de la dalle en béton

N : coefficient d'équivalence ($n = 15$)

$$S = 84.46 + (12 \times 150) / 15 = 204.5 \text{ cm}^2$$

3) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

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

Calcul de l'effort tranchant dans la section :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{57.58 \times 600}{2} = 173 \text{ KN}$$

Calcul de la résistance plastique au cisaillement de la section :

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

$$A_v = 84.46 - [(2 \times 18 \times 1.35) + (0.86 + 2 \times 2.1) \times 1.35] = 29.029 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl, rd} = \frac{29.029 \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 358.05 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 173 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 358.05 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

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

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{57.58 \times 600^2}{8} = 259 \text{ KN.m}$$

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

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{84.46 \times 235}{1.1} = 180437.2 \text{ dAN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \quad h_c = 0.95t = 0.95 \times 12 = 11.4 \text{ cm} \quad f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times 11.4 \times 150 \times 25}{1.5} = 242250 \text{ dAN}$$

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

$$Z = \frac{F_a}{\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}} = 8.5 \text{ cm}$$

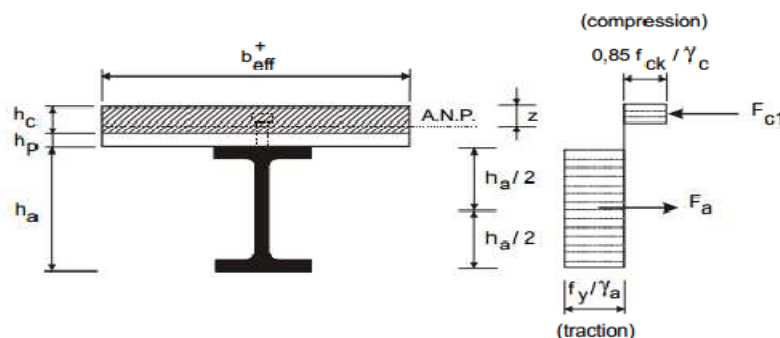


Figure-VI-10-Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

d) 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 :

$$M_{ply, r} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply} = \frac{8446 \times 235}{1.1} \left(\frac{400}{2} + 114 + 55 - \frac{85}{2} \right) = 589 \text{ KN.m}$$

Msd < Mpl, rd (Condition vérifié).

4) vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la flèche :

Fadm > Fmax..... (Condition à vérifié)

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

L : la portée de la poutre principale.

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

E : module d'élasticité de l'acier.

Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + Ad^2 + I_B/n + (b_{effe} \times h_c)/n \times ((t+h)/2 - d)^2$$

I_A : inertie propre de IPE400 ; $I_A = 23130 \text{ cm}^4$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,95t = 0,95 \times 12 = 11,4 \text{ cm}$

$$I_B : \text{inertie de la section en béton ; } I_B = \frac{b_{effe} \times h_c^3}{12} = \frac{150 \times 11,4^3}{12} = 18519,3 \text{ cm}^4$$

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

$$d = \left[\frac{b_{effe} \times h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] \div \left[Aa + \frac{b_{effe} \times h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{150 \times 11,4}{15} \left(12 + \frac{40}{2} \right) \right] \div \left[84,46 + \frac{150 \times 11,4}{15} \right] = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_y = 23130 + 27062 + 1234,62 + 7479,54 = 58906,16 \text{ cm}^4$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 41,66 \times 600^4}{384 \times 55565 \times 2,1 \times 10^6} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Fadm > Fmax..... (Condition vérifié)

VI-7-Calcul de la connexion Acier-béton :

On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g = 90 \text{ mm}$ et de diamètre du fût $d = 16 \text{ mm}$

1) Calcul du Nombre de connecteurs n :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{rd}} \quad \text{Avec :}$$

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

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

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

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

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.

$E_{cm} = 31476$ Mpa: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h_g = 90$ 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.

K_t : Coefficient min orateur donné par l'expression suivant :

$K_t = \frac{0,6b_0}{1} \times \frac{1}{h_p} \times \left[\frac{h_g}{h_p} - 1 \right]$ (Pour le cas où les nervures de la tôle est parallèle à l'axe de la poutre).

Avec :

$$b_0 = (124 + 82)/2 = 103 \text{mm}$$

Donc :

$$K_t = \frac{0,6(103)}{1} \times \frac{1}{55} \times \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0,71 < K_{t, \max} = 0,85$$

D'où :

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd(1)} = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi 16^2}{4 \times 1,25} \times 0,71 = 39266 \text{N} \\ P_{rd(2)} = 0,29 \times 16^2 \times \sqrt{25} \times 31476 \times \frac{1}{1,25} \cdot 0,71 = 37407 \text{N} \end{array} \right\}$$

$$p_{rd} = 37407 \text{N}$$

1-2) Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{l(1)} = f_a = \frac{Aa \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{84,46 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 1804373 \text{N} \\ V_{l(2)} = F_C = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 2550000 \text{N} \end{array} \right\}$$

$$V_l = 1804373 \text{N}$$

Donc :

$$n = \frac{1804373}{37407} = 49 \quad \text{On opte pour } n=49 \text{ goujons réparti sur } 3\text{m, avec un espacement de } 6\text{cm}$$

Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, la salle machine, les balcons. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

VII.1. Etude des escaliers :

VII.1.1. Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, 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.

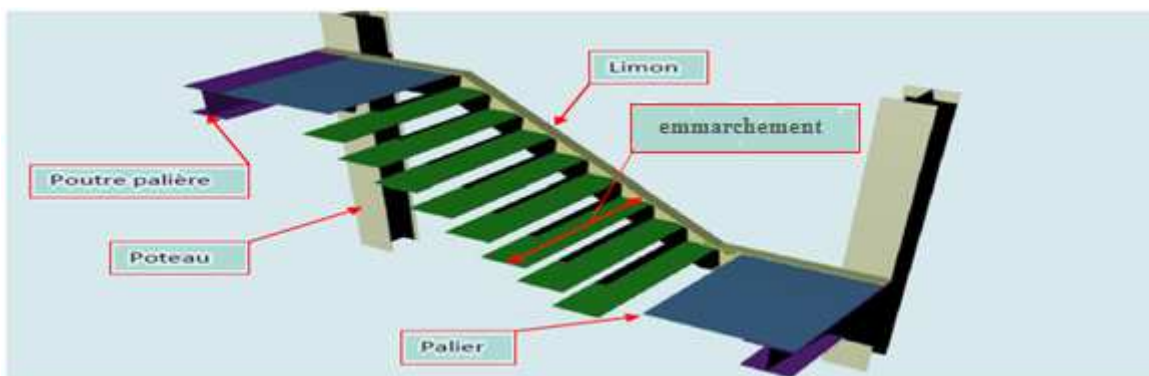


Figure-VII- 1 vue d'un escalier

VII-2-2-Pré-dimensionnement des marches :

Pour dimensionnement des marches on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, (g : giron)

et contre marche (h).

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

h : varie de 14 cm à 18 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

Hauteur d'étage $h_e = 3.00\text{m}$

Giron $g = 30\text{cm}$

$$\text{On a } 59\text{cm} \leq (30 + 2h) \leq 66\text{cm}$$

Pour $h = 17\text{cm}$ on a :

H : hauteur a franchir le confort avec une volée **H = 1.5 m**

n : nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.5}{0.17} = 8.82 \rightarrow n = 9 \text{ contremarches}$$

n' : nombre de marche

$$n' = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

La longueur de la ligne de la foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30(8-1) = 210\text{cm} = 2.1\text{m}$$

L'inclinaison de limon :

$$\tan \alpha = \frac{8 \times 17}{210} = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.61^\circ$$

La longueur de limon :

$$L = \frac{8 \times 17}{\sin 32.61} = 2.52\text{m}$$

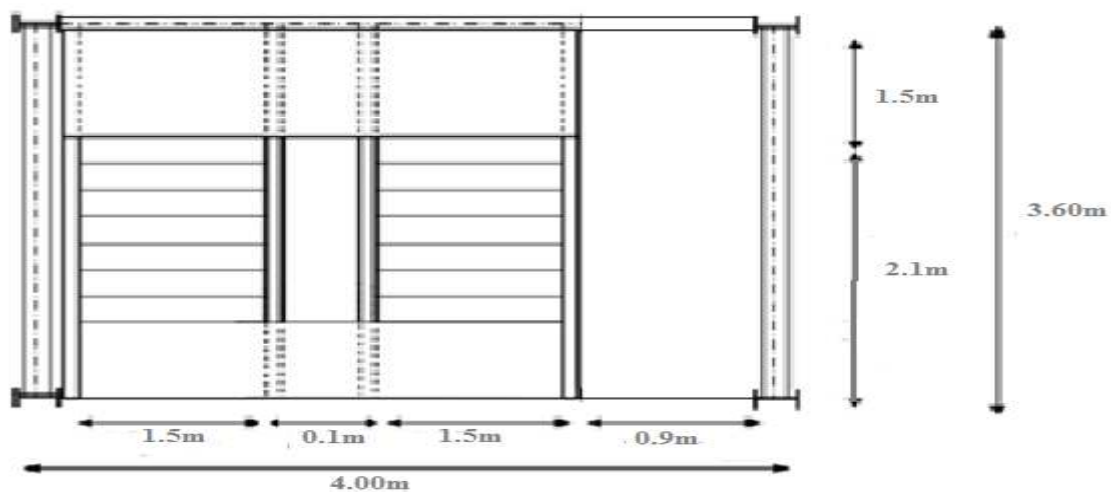


Figure-VII- 2 Disposition et dimension des éléments des escaliers.

VII.1.2. Dimensionnement des éléments porteurs :

A. Supports de marches :

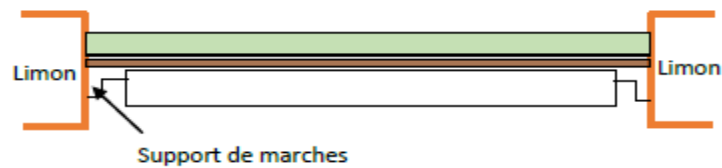


Figure-VII- 3Disposition des cornières

Longueur de la marche : 1,50m

Largeur de la marche : 0,30m

1. Evaluation des charges et surcharges :

• Charges permanentes:

- support de marche (estimer) :8daN/m
- tôle d'épaisseur 5mm :40daN/m²
- mortier de pose :40daN/m²
- revêtements carrelage :40daN/m²

Charges totale : $G = (40 + 40 + 40) \times 0,3 + 8 = 44\text{daN/m}$

• Charges d'exploitation :

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

2. Pré dimensionnement des supports de marches :

a) Condition de flèche :

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

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

$q = G + Q = 119\text{daN/m} \approx 220\text{daN/m}$ (Combinaison à l'ELS)

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 120 \times 150^3 \times 300 \cdot 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 7,53\text{cm}^4$$

$$\rightarrow I_y \geq 7,53\text{cm}^4$$

On adopte la cornière **45 x 45 x 5**

b) Vérification à ELU :

sd $q = 1,35G + 1,5Q = 172\text{daN/m}$

Classe de la section transversale : cornière de classe 1

c) Moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{y,sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{y,sd} = M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{172(1.5^2)}{8} = 48,375 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = W_{el,y} \times f_y / \gamma_{mo} = \frac{2,43 \cdot 10^{-6} \times 23,5 \cdot 10^6}{1,1} = 51,91 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} \leq M_{pl,rd}$ (condition vérifiée).

d) Effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{172 \times 1,5}{2} = 129 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = A \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo} = \frac{430 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 5303,75 \text{ daN}$$

$\rightarrow V_{sd} \leq V_{plrd}$ (condition vérifiée).

e) Vérification à ELS :

Condition à vérifier : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 120 \times 150^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 7,84} = 0,48 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{150}{300} = 0,5 \text{ cm}$$

$\rightarrow f_{\max} \leq \bar{f}$ (condition vérifiée).

La cornière 45×45×4 est adoptée comme support des marches.

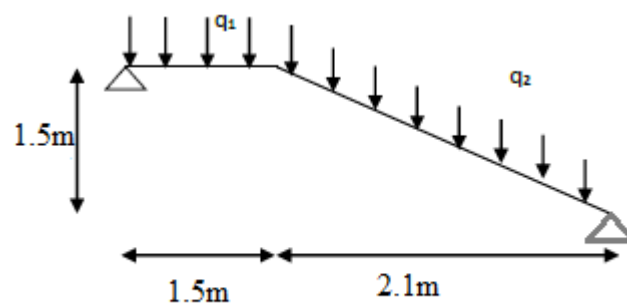
f. Prés-dimensionnement de limon :

Figure-VII- 4 Charges appliquées sur 1 limon

1. Evaluation des charges :

- **Volée :**

a) Charges permanentes :

Cornière (45.45.5) :.....3,44daN/m

Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m²

Mortier de pose :.....40daN/m²

Revêtements carrelages :.....40daN/m²

Garde-corps (cloison) :.....100daN/m

Charge totale : $G_t = (40+40+40) \cdot 1,5 + 100 + 3,44 = 283,44 \text{ daN/m}$

Charge totale pour 1 limon : $G = G_t / 2 = 141,72 \text{ daN/m}$

b) Charge d'exploitation :

$Q = 250 \times 1,5 = 375 \text{ daN/m}$

Charge totale pour 1 limon : $Q = 375 / 2 = 187,5 \text{ daN/m}$

- **Palier :**

a) Charges permanentes :

Dalle en béton (e=12mm) :.....300daN/m²

Cofraplus 55:.....13daN/m²

Mortier de pose :.....40daN/m²

Revêtements carrelage :.....40daN/m²

Charge pour un seul limon : $G = ((300+13+40+40) \cdot 1,50) / 2 = 294,75 \text{ daN/m}$.

b) Charge d'exploitation :

$Q = 250 \times 1,50 = 375 \text{ daN/m}$

Charge totale pour 1 limon : $Q = 375 / 2 = 187,5 \text{ daN/m}$

2. Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

a) Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{294,75 \times 1,5 + 141,72 \times 2,1}{3,6} = 205,48 \text{ daN/m}$$

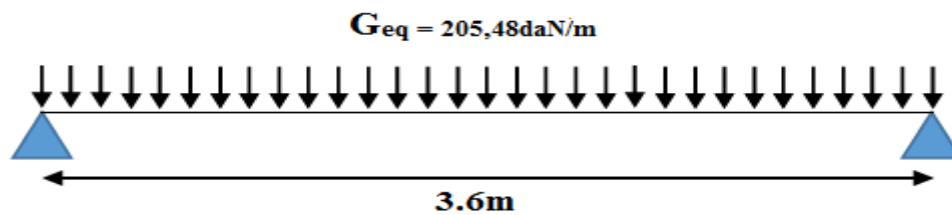


Figure-VII- 5 charge équivalente(G)

b) Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1.5 / 2 = 187,5 \text{ daN/m}$$

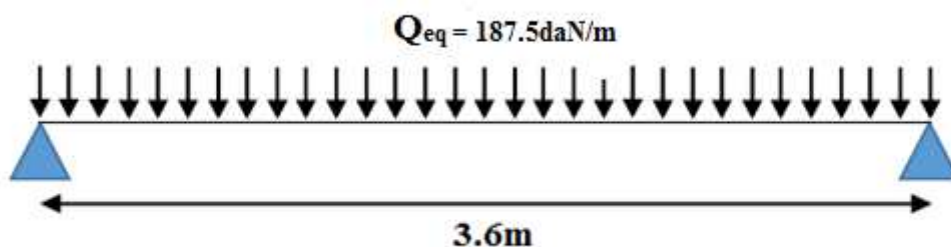


Figure-VII- 6 charge équivalente(Q)

3. Prés-dimensionnement des limons :

a) Condition de flèche :

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

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

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (205,48+187,5) = 392,98 \text{ daN/m}$$

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

$$L = 3,60 \text{ m} = 360 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 250}{384E} = \frac{5 \times 3,9298 \times 360^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 284,20 \text{ cm}^4 \text{ On prend UPN 160 avec :}$$

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

b) Vérification a l'ELU :**1) La classe de la section :**

- **Semelle comprimée :**

$$b=65\text{mm} \quad t_f=10,5\text{mm} \quad t_w=7,5\text{mm}$$

$$C=(b-t_w)/t_f=(65-7,5)/10,5=5,47\text{mm}$$

$5,47 < 9\varepsilon=9$ donc la semelle est de classe 1.

- **Ame fléchi :**

$$d=115\text{mm} \quad t_w=7,5\text{mm}$$

$$d/t_w=115/7,5=15,33 < 72\varepsilon=72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \text{ avec } q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 205,48 + 1,5 \times 187,5 = 558,65 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{558,65 \times 3,6}{2} = 1005,57 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v z_y F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{12,6 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 15541,21 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1005,57 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 15541,21 \text{ daN} \text{ (Condition vérifié).}$$

3) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{558,65 \times 3,6^2}{8} = 905,01 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{138 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 2948,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \text{ (Condition vérifié).}$$

4) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} x f_y / \gamma_{m_0}$$

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

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

Où:

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

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 85,3 \times 10^4}{3600^2} \sqrt{\frac{3,26 \times 10^9}{85,3 \times 10^4} + \frac{3600^2 \times 80769,23 \times 7,39 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 85,3 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 33604779,28 \text{ N.mm}$$

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 138 \times 10^3}{33604779,28}} = 92,21$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{92,21}{93,9} = 0,98$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

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

$$\text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

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

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

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

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (0,98 - 0,2) + 0,98^2] = 1,63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,63 + [1,63^2 - 0,98^2]^{0,5}} = 0,34$$

$$M_{brd} = 0,34 \times 1 \times 138 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 1002,38 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} > M_{sd}$ (Condition vérifié)

VII.1.3. Etude de La poutre palière des limons :

1. Pré dimensionnement de la poutre palière:

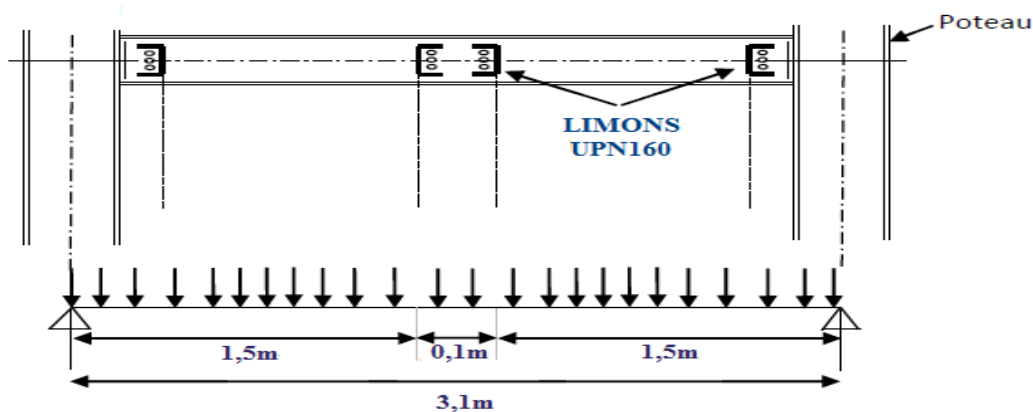


Figure-VII- 7 Les charges sur la poutre d'appuis des limons

2. 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 :

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

$$R = (1,35 \times 205,48 + 1,5 \times 187,5) \times 3,60 / 2 = 1005,56 \text{ daN}$$

ELS:

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

$$R = (205,48 + 187,5) \times 3,60/2 = 707,36 \text{ daN}$$

Charge du mur extérieur :

$$G_{\text{mur}} = 236 \times 1,5 = 354 \text{ daN/ml}$$

Charge équivalente :

ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{mur}} = \frac{4 \times 707,36}{4} + 354 = 1061,36 \text{ daN/m}$$

ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35 G_{\text{mur}} = \frac{4 \times 1005,56}{4} + 1,35 \times 354 = 1483,46 \text{ daN/m}$$

3. Pré-dimensionnement de la poutre d'appuis (Condition de flèche) :

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

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

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 1061,36 \text{ daN/m}$$

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

$$L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 250}{384E} = \frac{5 \times 10,61 \times 400^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1052,57 \text{ cm}^4 \text{ On prend IPE 200}$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4$$

4. Vérification à l'ELU :

a) La classe de la section :

Semelle comprimée :

$$b = 100 \text{ mm. } t_f = 8,5 \text{ mm. } t_w = 5,6 \text{ mm. } r = 12 \text{ mm.}$$

$$C = (b - 2r - t_w) / 2 = (100 - 24 - 5.6) / 2 = 35,2 \text{ mm.}$$

$$C/t_f = 35,2/8,5 = 4,14 < 9\varepsilon = 9 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchi :

$$d = h - [2(t_f + r)] = 159 \text{ mm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 159/5,6 = 28,39 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

b) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1483,46 \times 4^2}{8} = 2966,92 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{221 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1483,46 \times 4}{2} = 2966,92 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v z \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{14 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 17268,02 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2966,92 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17268,02 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \text{ avec } q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 205,48 + 1,5 \times 187,5 = 558,65 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{558,65 \times 3,6}{2} = 1005,57 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v z \cdot F_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{12,6 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 15541,21 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1005,57 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 15541,21 \text{ daN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

d) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta W \times W_{Pl,y} x f_y / \gamma_{m0}$$

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

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

Où:

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

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 112 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^9}{112 \times 10^4} + \frac{4000^2 \times 80769,23 \times 6,98 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 112 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 36806277,75 \text{ N.mm}$$

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 221 \times 10^3}{36806277,75}} = 111,49$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{111,49}{93,9} = 1,18$$

• **Détermination de χ_{LT} :**

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

Où :

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

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

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

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,18 - 0,2) + 1,18^2] = 2,88$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,88 + [2,88^2 - 1,18^2]^{0,5}} = 0,18$$

$$M_{brd} = 0,18 \times 1 \times 221 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 849,84 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} > M_{sd}$ (Condition non vérifié)

On prend un **IPE270** :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta W \times W_{Pl, y} \times f_y / \gamma_{m_0}$$

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

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

Où:

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

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 420 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^9}{420 \times 10^4} + \frac{4000^2 \times 80769,23 \times 15,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 420 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 100400184,4 \text{ N.mm}$$

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 484 \times 10^3}{100400184,4}} = 99,9$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{99,9}{93,9} = 1,06$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

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

$$\text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

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

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

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

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,06 - 0,2) + 1,06^2] = 1,81$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,81 + [1,81^2 - 1,06^2]^{0,5}} = 0,30$$

$$M_{brd} = 0,30 \times 1 \times 484 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 3102 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} > M_{sd}$ (condition vérifiée).

VII.2. Etude de l'acrotère :

VII.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 12cm d'épaisseur, 60cm 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. Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

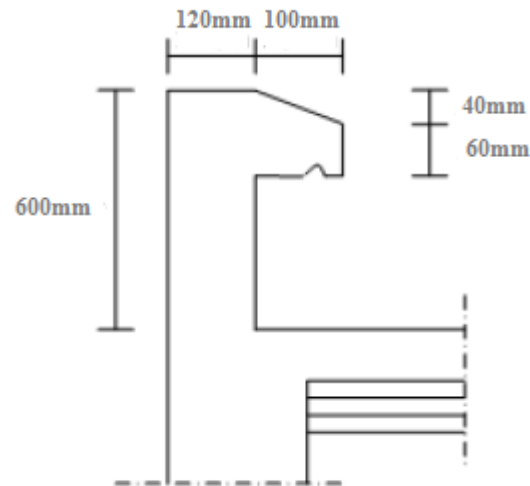


Figure-VII- 8 Coupe verticale de l'acrotère

VII.2.2. Calcul à L'ELU

a) Evaluation des sollicitations

- Poids propre :

$$G = \rho \times S$$

Avec

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.60 \times 0.12) + (0.06 \times 0.1) + (0.04 \times 0.1 / 2)]$$

$$G = 2 \text{ kN / ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

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

- Effort normal N dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 2 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant T :

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

- Schémas statique :

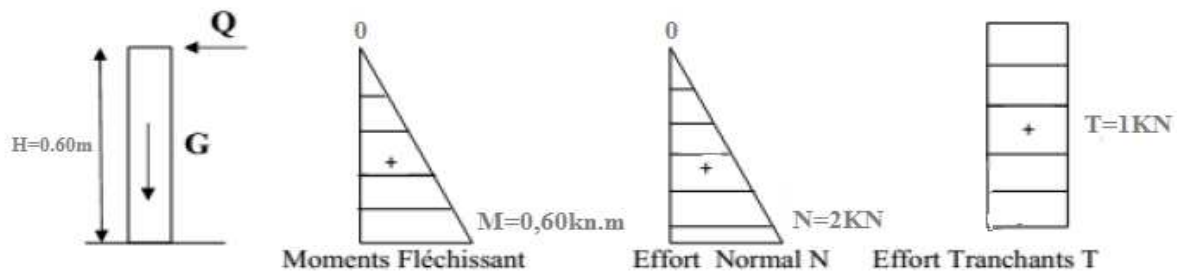


Figure-VII- 9Diagramme des moments et des efforts

1. Combinaisons de charges

➤ E L U

La combinaison est $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2 = 2.70\text{KN}$

Moment de flexion : $M_u = 1.50 \times MQ = 1.50 \times 0.60 = 0,90 \text{ KN.m}$

Effort tranchant: $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

➤ E L S

La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 2\text{kN}$

Moment de flexion : $M_s = MQ = 0.60 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

VII.2.3. Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en **flexion composée**, considérant une section rectangulaire (100x12), soumise à un effort normal N et un moment M_f .

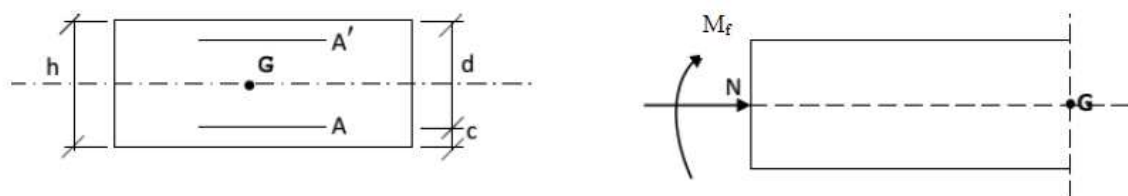


Figure-VII- 10 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :

c : enrobage

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec :

$$h = 12 \text{ cm}; d = 10 \text{ cm}; c = e = 2 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

➤ **Position du centre de pression**

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

$$e_u = \frac{0,90}{2,70} = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{N_u} = 33 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 4 \text{ cm}$$

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.

➤ **Calcul en flexion simple**

✓ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0,33 + 0,04 = 0,37 \text{ m}$$

$$M_f = 2,70 \times 0,37 = 0,999 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}}$$

$$\mu = \frac{0,999 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14,2} = 0,00703$$

$\mu = 0,00703 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

$$\mu = 0,00703 \text{ du tableau } \beta = 0,8715$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{0,999 \times 10^2}{0,8715 \times 10 \times 348}$$

$$A_f = 0,329 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures réelles** (Flexion composée)

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,329 - \frac{2700}{348 \times 100} = 0,251 \text{ cm}^2$$

VII.2.4. Vérification à l'ELU

a) **Condition de non fragilité** (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,251 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$. 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 :

$$A_s = A_{min} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

c) **Vérification au cisaillement** (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

Il y a lieu de vérifier la condition : $\tau_u < \bar{\tau}$

Nous avons une fissuration préjudiciable, D'où

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

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

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

$$\text{Avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,015 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,015 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 mod99/ Art A-6-1,3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

Ψ_s coefficient de scellement (aciers HA $\rightarrow \Psi_s = 1.5$)

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres $\sum u_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 100,48} = 0,165 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des armatures

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en oeuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (LS).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,8 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,8} = 28,6 \text{ cm} \quad \text{On adoptera } L_s = 30 \text{ cm}$$

f) Espacement

- **Armatures principales** : $St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$$St < \min(36 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

- **Armatures de répartition** : $St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$

$St < \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

VII.2.5. Vérification à L'ELS

Calcul du centre de pression

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,60}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{M_s}{N_s} = 30 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 4 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aTapez une équation ici.ciers.

Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimée.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimée.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 10} = 0,201$$

$$\rho_1 = 0,201 \quad \text{du tableau} \quad \beta_1 = 0,927 \quad k_1 = 53,49 \quad \alpha_1 = 0,219$$

$$\text{D'où } \sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,927 \times 100 \times 2,01 \times 10^{-2}} = 32,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{32,2}{53,49} = 0,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (BAEL91 mod99/Art A-4-5,33)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

avec : σ_{st} : contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \{ 0,5 \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\}$$

$\eta = 1.6$: Coefficient de fissuration (acier HA), $\emptyset \geq 6\text{mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} \right\} = \min \{ 266,7 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,927 \times 100 \times 2,01 \times 10^{-2}} = 32,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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 **RPA99** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. (A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

Wp : poids de l'acrotère égale à ; 2kN/ ml ;

C_p (facteur de force horizontal) = 0.8

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2 = 0,96 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ (Condition vérifiée).

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment.

Conclusion

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $St = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition 4HA8, avec $St = 25 \text{ cm}$

VIII. Introduction :

VIII.1. Historique :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

VIII.1.1. Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol. Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique. Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone 0. D'après le règlement RPA99 version 2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VIII.2. Critères de classification par le RPA99 version 2003 :

VIII.2.1. Classification des zones sismique :

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

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

VIII.2.2. Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tizi-Ouzou se situe dans une zone de sismicité moyenne **ZONE IIa**. La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et

social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage administratif, il est considéré comme ouvrage d'importance vitale.(A1)

VIII.3.choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que : Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (article 3.5 [2]) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,IIa et à 30m en zone IIb et III, (article 4.1.2[2]).Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon (l'article 4.1.2 [2])(régularité en plans).

Conclusion :

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

VIII.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

VIII.4.1. Principe de la méthode :

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

VIII.4.2. 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).

VIII.4.3. Nombre des modes considérés (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.

VIII.4.4. Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire,.....) conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement. L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A(1+2,5\eta\frac{Q}{R} - 1) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3S \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{T_2}{T})^{2/3} (\frac{3}{T})^{5/3} (\frac{Q}{R}) & T > 0,3S \end{cases}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment
- **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

- **ε (%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. est donnée par (le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2. [2]).
- **R** : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3 [2])
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7 [2])
- **Q** : Facteur de qualité (Tableau 4.4 [2])

VIII.4.5. Les données de l'ouvrage :

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau (4.1 [2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas on est en zone **IIa** et il s'agit d'un bâtiment à usage administratif groupe 2 donc :

A=0,25

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif **ε (%)**, nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d'après le tableau (4.2 [2])

ε = 5%; alors **η = 1**.

Le coefficient de comportement global de la structure **R** est donné par le tableau (4.3 [2]) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4.

Pour notre cas (ossature contreventée par palées en V) **R=3**.

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site [dans notre cas, site rocheux (S3)] est donnée par (Tableau 4.7 [2]) Donc : **T1 = 0,15 sec ; T2 = 0,50 sec**.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q = 1 + ∑₁⁶ P_q** (Tableau 4.3 [2])

Critères (q)	P _q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Pour notre cas

Critères (q)	P _q	
	Observé	Pénalité P _q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0
2. Redondance en plan	non	0,05
3. Régularité en plan	non	0.05
4. Régularité en élévation	oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10
		Q=1,25

VIII.4.6. Combinaisons :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- 1) C1= G + Q
- 2) C2= 1,35G + 1,5Q
- 3) C3= EX
- 4) C4= EY
- 6) C4= G + Q ± EY
- 5) C3= G + Q ± EX

VIII.4.7. Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal 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 la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation. Il est caractérisé par les données suivantes :

Zone de sismicité : ZONE IIa

Groupe d'usage : GROUPE2

Coefficient de comportement : R= 3

Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5\%$

Facteur de qualité : Q= 1,25

Classification du site : S3

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les

périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse. Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de donnée, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q, E). Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

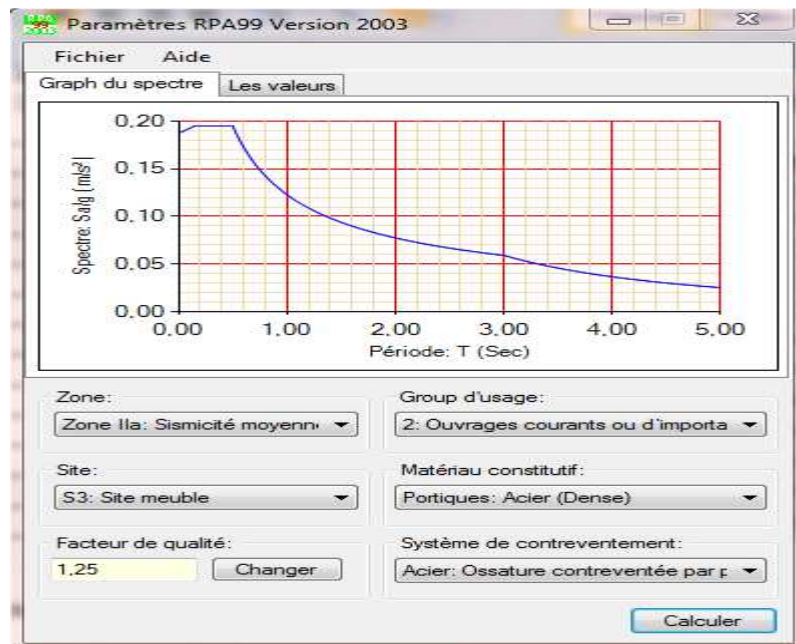


Figure-VIII- 1 Spectre de réponse d'accélération

VIII.4.8. Participation modale :

Les résultats trouvés par le logiciel (ETABS) sont représentés sur le tableau suivant :

The figure shows a screenshot of a table titled 'Modal Participating Mass Ratios'. The table has 10 columns: Mode, Period, UX, UY, UZ, SumUX, SumUY, SumUZ, and RX. It lists data for 12 modes. The 'SumUX', 'SumUY', and 'SumUZ' columns show cumulative values that reach 100,0000 for mode 12.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,888883	82,6147	0,0127	0,0000	82,6147	0,0127	0,0000	0,0127
2	0,683993	0,0048	0,7961	0,0000	82,6195	0,8088	0,0000	0,8432
3	0,609057	0,0055	91,5764	0,0000	82,6250	92,3852	0,0000	99,0585
4	0,294407	17,2322	0,0005	0,0000	99,8572	92,3857	0,0000	0,0033
5	0,222913	0,0309	0,4011	0,0000	99,8881	92,7869	0,0000	0,0065
6	0,205032	0,0003	7,1400	0,0000	99,8884	99,9268	0,0000	0,0745
7	0,036300	0,0004	0,0489	0,0000	99,8888	99,9757	0,0000	0,0007
8	0,016430	0,0005	0,0209	0,0000	99,8893	99,9966	0,0000	0,0006
9	0,012941	0,1094	0,0003	0,0000	99,9987	99,9969	0,0000	0,0000
10	0,003878	0,0010	0,0030	0,0000	99,9997	99,9999	0,0000	0,0000
11	0,003588	0,0003	0,0001	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000
12	0,000723	0,0000	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000

Tableau-VIII- 1 Participation modale.

VIII-4-9-Modes de vibration :

Période-1- Translation Y-Y

Période-2- Translation X-X

Période-3- rotation Z-Z

Figure-VIII-2-Les trois formes de vibration**VIII.4.9. Calcul de la force sismique :**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \quad (4.1. [RPA])$$

1) Détermination du Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure

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

Avec :

T : la période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T_{empirique} = \min \begin{cases} T = C_T \times h_n^{3/4} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (4.6. [RPA]), (4.7 [RPA])$$

Avec :

h_n : la hauteur de la structure (6m)

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie ($C_T = 0,05$)

Pour la 1^{er} formule : $T = 0,05 \times 6^{3/4} = 0,2 S$

Pour la 2^{eme} formule : $T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Sens longitudinal :

$$T = 0,09 \times 6 / \sqrt{25,86} = 0,1 S$$

$$T_{X empirique} = \min (0,2 ; 0,1) = 0,1 S$$

Sens transversal :

$$T = 0,09 \times 6 / \sqrt{22,05} = 0,11 S$$

$$T_{X empirique} = \min (0,2 ; 0,11) = 0,11 S$$

Prenant compte (l'article 4.2.4 [RPA]) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques, appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T_{analytique} = 0,88s$.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisi
T Analytique < T Empirique	T = T Empirique
T Empirique < T Analytique < 1,3 T Empirique	T = T Analytique
1,3 T Empirique < T Analytique	T = 1,3 T Empirique

D'où :

période	Condition sur T	Période choisi	D
T _x	1,3 T Empirique < T Analytique	T _x = 1.3 T Empirique = 0,13	D _x = 2,5η = 2.5
T _y	1,3 T Empirique < T Analytique	T _y = 1,3 T Empirique = 0,14	D _y = 2,5η = 2.5

2) Poids total de la structure W :

Le poids total W de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

$$W = \sum_{i=0}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

- W_{Qi}: Charges d'exploitation.

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l'RPA.

Dans notre cas : β = 0,20 (Bâtiments administratif).

Etage	W(kN)
1 ^{er} Etage	2901.7
RDC	5117.77

Tableau-VIII- 2Poids total de la structure trouvé par le logiciel (ETABS).

	Sens transversal	Sens longitudinal
A	0,15	0,15
D	2,5	2,5
Q	1,25	1,25
R	3	3
W(kn)	5117.77	5117.77
V(kn)	799.6	799.6

Tableau-VIII- 3Tableau récapitulatif des résultats trouvés.

VIII.5. Vérification de l'effort tranchant à la base:

La résultante des forces sismiques à la base, 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, et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003). $V_{Analytique} \geq 0.8 V$

Spectre	V(kN)
E _x	598.35
E _y	821.02

Tableau-VIII- 4 Effort tranchant a la base(déterminé par du logiciel ETABS).

V_{x analytique}=598.35 > 80% V_x=639,7 condition NON vérifié
 V_{y analytique}=821.02 > 80% V_y=639,7 condition NON vérifié

VIII-6- Vérification au renversement

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant :

$M_s \geq 1,5M_r$ (RPA99/Version 2003, Art.4.4.1)

M_r : moment de renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS)

M_s : Moment stabilisant : $M_s = W \times L/2$

Dans notre cas on remplace $L/2$ par les deux distances du centre de gravité à un point fixé à l'extrémité de notre ouvrage.

W : poids total du bâtiment

Sens	L	Moment stabilisant (Ms)	Moment renversant (Mr)	1,5(Mr)	observation
X-X	LX :15,30	37345.6	2663.84	3995.76	vérifier
Y-Y	LY: 13,55	33074.05	3138.36	4707.54	vérifier

VIII-7-Vérification des déplacements latéraux inters étage :

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10 [RPA]), 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 $H_{étage}/100$.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : $G + Q + E$

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(m)$	$H_{étage}/100(m)$	Observation
1 ^{er}	0.086	3	0.258	0.167	0.03	Non Vérifié
RDC	0.0304	3	0.091	0.091	0.03	Non vérifié

Tableau-VIII- 5 Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.

Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(m)$	$H_{étage}/100(m)$	Observation
1 ^{er}	0.034	3	0.102	0.048	0.03	Non Vérifié
RDC	0.018	3	0.054	0.054	0.03	Non vérifié

Tableau-VIII- 6 Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y

Remarque :

Les déplacements suivant les deux axes ne sont pas vitrifier, donc il ya lieu de rajouter les contreventements afin de assurer la stabilité de l'ouvrage vis –avis aux efforts latéraux.

VIII.6. Distribution de la force sismique :

La résultante des forces sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante .:

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Vt (KN)	Wi=Wj	hi=hj (m)	Wj.hj	Fi (KN)
RDC	X : 401,18	5090.34	3,00	6431,43	137.08
	Y : 435,34				148.8
ET 1	X : 529,39	2892.71	6,00	7 955,67	178.6
	Y : 623,75				210,5

Tableau-VIII- 7La résultante de l'effort sismique selon la hauteur.

VIII-7- Distribution de la force du vent :

La surface d'influence (pignon) : $S_1 = 22,05 \left(\frac{3+3}{2} \right) = 66,15 m^2$

$$V_1 = 66,15 \times 0,3106 = 20,55 KN$$

La surface d'influence (long-pan) : $S_2 = 25,86 \left(\frac{3+3}{2} \right) = 77,58 m^2$

$$V_2 = 77,58 \times 0,5178 = 40,17 KN$$

Conclusion

Les sollicitations dues au séisme sont plus importante que celles dues au vent, ainsi, dans ce que suit, la vérification de l'ossature se fera sous l'action de séisme.

IX.1. 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.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

G + Q ± E (5-1) RPA

0.8 G ± E (5-2) RPA

Les vérifications des éléments de notre structure sont faites avec le logiciel robot qui a le but de donner les vérifications de toutes les éléments de la structure.

IX.2. Vérification des poteaux :

Le poteau le plus sollicité est le poteau **P22** sous la combinaison «**G+Q+Ey**».

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 22 Poteau_22

POINT: 1

COORDONNEE: x = 15.8 L = 20.1 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 G+Q+EY (1+2+3+4+7)*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 200

h=19.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=45.12 cm ²	Az=18.08 cm ²	Ax=53.83 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=3692.15 cm ⁴	Iz=1335.51 cm ⁴	Ix=18.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=429.52 cm ³	Wplz=203.82 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 70.49 kN My,Ed = -0.06 kN*m Mz,Ed = 29.98 kN*m Vy,Ed = 19.64 kN

Nc,Rd = 1265.03 kN	My,Ed,max = -0.34 kN*m	Mz,Ed,max = 29.98 kN*m	Vy,T,Rd = 612.11 kN
Nb,Rd = 962.21 kN	My,c,Rd = 100.94 kN*m	Mz,c,Rd = 47.90 kN*m	Vz,Ed = -0.04 kN
	MN,y,Rd = 100.94 kN*m	MN,z,Rd = 47.90 kN*m	Vz,T,Rd = 245.30 kN
	Mb,Rd = 99.50 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 559.45 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.95
Lcr,low=3.00 m	Lam_LT = 0.42	fi,LT = 0.61	XLT,mod = 0.99

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.00 m	Lam_y = 0.19
Lcr,y = 1.50 m	Xy = 1.00
Lamy = 18.11	kzy = 0.52



en z:

Lz = 3.00 m	Lam_z = 0.64
Lcr,z = 3.00 m	Xz = 0.76
Lamz = 60.23	kzz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.63 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 18.11 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 60.23 < Lambda,max = 210.00 STABLE
 My,Ed,max/Mb,Rd = 0.00 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + ky*z*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.68 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profile correct !!!

Le Poteau et vérifier dans notre structure .

IX.3. Vérification de la poutre secondaire :

La Poutre la plus sollicitée est la poutre **P84** sous la combinaison « ELU » :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 84 Poutre_84

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAU:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm ²	Az=15.88 cm ²	Ax=33.37 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm ⁴	Iz=204.89 cm ⁴	Ix=9.11 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm ³	Wplz=58.11 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -4.81 kN	My,Ed = -11.51 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nt,Rd = 784.19 kN	My,pl,Rd = 67.07 kN*m	Mz,pl,Rd = 13.66 kN*m	Vy,T,Rd = 310.39 kN
	My,c,Rd = 67.07 kN*m	Mz,c,Rd = 13.66 kN*m	Vz,Ed = 11.20 kN
	MN,y,Rd = 67.07 kN*m	MN,z,Rd = 13.66 kN*m	Vz,T,Rd = 215.38 kN
	Mb,Rd = 32.61 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 40.63 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.47
Lcr,low=5.50 m	Lam_LT = 1.28	fi,LT = 1.45	XLT,mod = 0.49

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.35 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profile correct !!!

IX.4. Vérification de la poutre principale :(étage curant)

Poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre **b63** sous la combinaison « **G+Q+EY** » avec les efforts internes suivants :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 63 Poutre_63

POINT: 1

COORDONNEE: x = 20.1 L =

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 G+Q+EY (1+2+3+4+7)*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00
-----------	----------	----------

b=18.0 cm	Ay=56.00 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=46.80 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.26 cm ³	Wplz=229.01 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 4.44 kN	My,Ed = -50.24 kN*m	Mz,Ed = 1.23 kN*m	Vy,Ed = 2.21 kN
Nc,Rd = 1984.89 kN	My,Ed,max = -57.91 kN*m		Mz,Ed,max = 1.23 kN*m
	Vy,T,Rd = 747.28 kN		
Nb,Rd = 1943.32 kN	My,c,Rd = 307.21 kN*m	Mz,c,Rd = 53.82 kN*m	Vz,Ed = 41.16 kN
	MN,y,Rd = 307.21 kN*m	MN,z,Rd = 53.82 kN*m	Vz,T,Rd = 573.23 kN
	Mb,Rd = 209.23 kN*m		Tt,Ed = 0.19 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 340.43 kN*m	Courbe,LT =	XLT = 0.65
Lcr,low=4.80 m	Lam_LT = 0.95	fi,LT = 1.06	XLT,mod = 0.68

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:		en z:	
Ly = 4.80 m	Lam_y = 0.22	Lz = 4.80 m	Lam_z = 0.26
Lcr,y = 3.36 m	Xy = 1.00	Lcr,z = 0.96 m	Xz = 0.98
Lamy = 20.30	kyy = 1.00	Lamz = 24.30	kyz = 0.95

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 20.30 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 24.30 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**IX.5. Vérification de la poutre principale :(étage terrasse)**Poutre la plus sollicitée est la poutre **b175** sous la combinaison «**G+Q+EX**».**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 175 Poutre_175**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

5.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 G+Q+EX (1+2+3+4+6)*1.00

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm ²	Az=15.88 cm ²	Ax=33.37 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm ⁴	Iz=204.89 cm ⁴	Ix=9.11 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm ³	Wplz=58.11 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.31 kN	My,Ed = -0.05 kN*m	Mz,Ed = 2.04 kN*m	Vy,Ed = 1.01 kN
Nc,Rd = 784.19 kN	My,Ed,max = -17.96 kN*m		Mz,Ed,max = 2.04 kN*m
	Vy,T,Rd = 310.37 kN		
Nb,Rd = 716.83 kN	My,c,Rd = 67.07 kN*m	Mz,c,Rd = 13.66 kN*m	Vz,Ed = -5.53 kN
	MN,y,Rd = 67.07 kN*m	MN,z,Rd = 13.66 kN*m	Vz,T,Rd = 215.37 kN
	Mb,Rd = 50.72 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 95.46 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.72
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.84	fi,LT = 0.95	XLT,mod = 0.76

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.33
Lcr,y = 2.80 m	Xy = 0.97
Lamy = 30.72	kyy = 1.00



en z:

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.43
Lcr,z = 1.00 m	Xz = 0.91
Lamz = 40.36	kyz = 1.25

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.15 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 30.72 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 40.36 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $My,Ed,max/Mb,Rd = 0.35 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.54 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.36 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profile correct !!!

IX.6. Vérification de contreventement.

Vérification de profileUPN80sous la combinaison «G+Q+EX». a la stabilité.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 285 Barre_285
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 G+Q+EX (1+2+3+4+6)*1.00

MATERIAU:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 80

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=4.5 cm	Ay=8.12 cm ²	Az=4.92 cm ²	Ax=11.00 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=106.00 cm ⁴	Iz=19.40 cm ⁴	Ix=2.16 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=26.50 cm ³	Welz=6.36 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 44.11 kN	My,Ed = -0.16 kN*m	Mz,Ed = 0.02 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 258.50 kN	My,Ed,max = -0.17 kN*m	Mz,Ed,max = 0.03 kN*m	Vy,T,Rd = 110.10 kN
Nb,Rd = 26.31 kN	My,c,Rd = 6.23 kN*m	Mz,c,Rd = 1.49 kN*m	Vz,Ed = 0.14 kN
			Vz,T,Rd = 66.72 kN
	Mb,Rd = 4.04 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 13.02 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.65
Lcr,low=3.61 m	Lam_LT = 0.69	fi,LT = 0.93	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 3.61 m	Lam_y = 1.24	Lz = 3.61 m	Lam_z = 2.89
Lcr,y = 3.61 m	Xy = 0.42	Lcr,z = 3.61 m	Xz = 0.10
Lamy = 116.15	kzy = 1.00	Lamz = 271.50	kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_{y} = 116.15 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{z} = 271.50 > \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 1.73 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil instable !!!

Toute les éléments de la structure sont vérifié sauf le palier de stabilité qui n'est pas vérifié avec UPN80.on a apte a utiliser UPN140 pour vérifier la stabilité.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 285 Barre_285
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 G+Q+EX (1+2+3+4+6)*1.00

MATERIAU:

Steel (S235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=13.40 cm ²	Az=10.10 cm ²	Ax=20.40 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=605.00 cm ⁴	Iz=62.70 cm ⁴	Ix=5.68 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=86.43 cm ³	Welz=14.79 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 46.26 kN	My,Ed = -0.39 kN*m	Mz,Ed = 0.07 kN*m	Vy,Ed = 0.05 kN
Nc,Rd = 479.40 kN	My,Ed,max = -0.46 kN*m	Mz,Ed,max = 0.11 kN*m	Vy,T,Rd = 181.68 kN
Nb,Rd = 80.34 kN	My,c,Rd = 20.31 kN*m	Mz,c,Rd = 3.48 kN*m	Vz,Ed = 0.31 kN
			Vz,T,Rd = 136.96 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.61 m	Lam_y = 0.70
Lcr,y = 3.61 m	Xy = 0.72
Lamy = 66.21	kzy = 0.59



en z:

Lz = 3.61 m	Lam_z = 2.19
Lcr,z = 3.61 m	Xz = 0.17
Lamz = 205.66	kzz = 0.64

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM_0) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 66.21 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 205.66 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Elément	Section	Observation
Poteau	HEA200	Elément vérifié
Poutre secondaire	IPE220	Elément vérifié
Poutre principale	IPE400	Elément vérifié
contreventement	UPN140	Elément vérifié

Tableau-IX- 1 : Tableau récapitulatif

X. 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 assemblés entre eux pour constituer l'ossature. Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue entre autres :

Les assemblages poutre principale – poutre secondaire

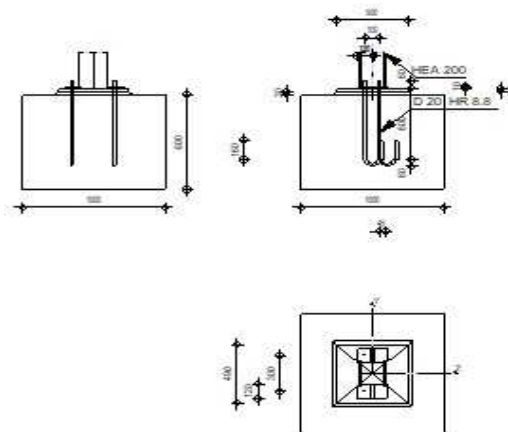
Les assemblages poutre- poteau

Les assemblages de contreventements

X.1. LES ASSEMBLAGES POTEAU- FONDATION « PIED DE POTEAU »

X.1.1. ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU ENCASTRE

<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	 Ratio 0,86
--	---



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 65
 Barres de la structure: 43

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 43
 $L_c = 3,00$ [m] Longueur du poteau
 Matériau: Steel

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 500$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 490$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 640,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 900,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 100$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 300$ [mm]

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 800$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30
 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 7$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 7: Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

$N_{j,Ed} = -26,60$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -17,54$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 0,23$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -0,40$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 27,03$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$c = 47$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $f_{jd} = 33,33$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $F_{c,Rd,n} = 2277,63$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 1011,28$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 1011,28$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} = 100,93$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 180$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = 560,71$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $M_{c,Rd,z} = 47,90$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 147$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = 326,50$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 2277,63$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$
 $F_{c,Rd,y} = 560,71$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]
 $F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$
 $F_{c,Rd,z} = 326,50$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} = 134,95$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,s2} = 130,67$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 130,67$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 101,53$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 194,8$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
 $= 6$]
 $F_{t,Rd,c} = 70,16$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $=$]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 551,14$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]
 $F_{t,Rd,sp} = 87,37$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$
 $F_{t,Rd} = 70,16$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 133,96$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = 135,53$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$F_{t,wc,Rd,y} = 264,06$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,wc,Rd,z} = 266,70$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$		
$F_{T,Rd,y} = 133,96$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$		
$F_{T,Rd,z} = 135,53$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$M_{j,Rd,y} = 14,56$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)
$M_{j,Rd,z} = 32,63$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,83 < 1,00$	vérifié	(0,83)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,86 < 1,00$	vérifié	(0,86)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 360,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]
$F_{1,vb,Rd,z} = 360,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 56,10$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$F_{v,Rd,sm} = 14,87$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 140,33$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
-----------------------------	---	-------------

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,y} = 208,52$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 164,38$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 7,98$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
------------------------	--------------------------	-------------

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 67,47$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,26 < 1,00$	vérifié	(0,26)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 67,47$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]	
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	$0,26 < 1,00$	vérifié	(0,26)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 111,22$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 111,22$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{y } = -3,18$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{z } = 0,10$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_W = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,62 < 1,00$	vérifié	(0,62)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z }^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	20	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,39		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	68606,06	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	77535,36	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	20	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,64		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	4283,18	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	28045,71	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,86

X.2. ASSEMBLAGE POTEAU-POUTRE

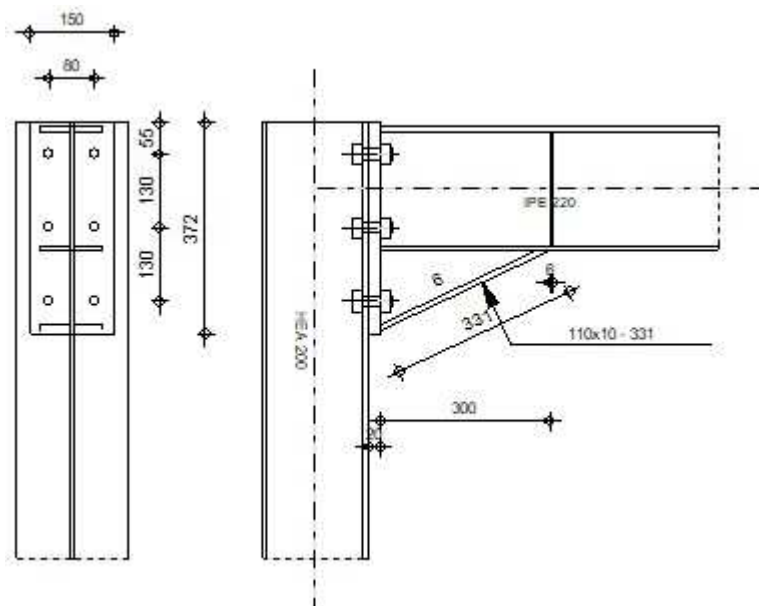
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,19



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 9
 Barres de la structure: 5, 84

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 5
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: Steel
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 84
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: Steel
 $f_{yb} = 235,00$ [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
 $F_{tRd} = 138,24$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 55$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 80$ [mm]
 Entraxe $p_i = 130 ; 130$ [mm]

PLATINE

$h_p = 372$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 150$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 110$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 7$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 7$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 8: ELU (1+2) * 1.35 + (3+4) * 1.50

$M_{b1,Ed}$ =	11,97 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	12,43 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	4,74 [kN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd}$ =	784,19 [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd}$ =	329,44 [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,04 < 1,00	vérifié (0,04)
$M_{b,pl,Rd}$ =	67,07 [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd}$ =	131,14 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd}$ =	374,81 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low}$ =	663,58 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed}$ =	41,62 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd}$ =	220,77 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,19 < 1,00	vérifié (0,19)
$F_{c,wc,Rd}$ =	244,53 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd}$ =	138,24 [kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd}$ =	146,57 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$			
$N_{j,Rd}$ =	784,19 [kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		0,01 < 1,00	vérifié (0,01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	305	144,26	144,26	182,67	276,48	243,69	276,48	293,15
2	175	100,27	147,65	185,91	268,35	222,22	276,48	293,15
3	45	-	146,36	184,68	268,35	222,22	276,48	293,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd}$ =	61,66 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]

X.5. GEOMETRIE

X.1.2. POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 400

Barre N°: 67

Matériau: S 235

$f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

X.1.3. POUTRE

Profilé: IPE 220

Barre N°: 172

Matériau: Steel

$f_{db} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

X.1.4. ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 80$ [mm] Longueur de l'encoche

X.1.5. CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

Matériau: S 235

$f_{dk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

X.1.6. BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 k = 1 Nombre de colonnes des boulons
 w = 2 Nombre de rangées des boulons

X.1.7. COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

X.6. EFFORTS

Cas: 8: ELU (1+2) * 1.35 + (3+4) * 1.50

$N_{b,Ed}$ = -0,20 [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed}$ = 21,09 [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed}$ = 0,02 [kN*m] Moment fléchissant

X.7. RESULTATS

X.1.8. BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

$F_{x,Ed}$ = 11,11 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
 $F_{z,Ed}$ = 5,27 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
 F_{Ed} = 12,30 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon
 F_{Rdx} = 96,00 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
 F_{Rdz} = 76,14 [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	11,11 < 96,00	vérifié	(0,12)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	5,27 < 76,14	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	5,27 < 115,81	vérifié	(0,11)

Traction des boulons

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	11,49 < 135,65	vérifié	(0,08)
--------------------------	----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 12,30 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

X.1.9. BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

$$F_{x,Ed} = 23,19 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x}$$

$$F_{z,Ed} = 10,55 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z}$$

$$F_{Ed} = 25,48 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 50,35 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 52,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 23,19 < 50,35 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 10,55 < 52,23 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 10,55 < 231,62 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

X.1.10. VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$V_{effRd} = 140,71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |10,55| < 140,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

POUTRE

$$V_{effRd} = 94,78 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |21,09| < 94,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

X.1.11. VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$0.9 \cdot (A_t/A_{t,net}) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,01 > 0,01 \quad \text{vérifié}$$

$$(f_y/f_u) \cdot A_v \leq A_{v,net} \quad 13,00 > 9,40 \quad \text{non vérifié}$$

$$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad [6.2.6 (2)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |10,55| < 176,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

X.1.12. VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5,72 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,66 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,73 < 0,82$$

$W_{net} = 35,25 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 8,28 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,27| < 8,28 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$A_v = 11,51 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 9,38 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 156,10 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |21,09| < 156,10 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,46
---	-------	------

X.8. ASSEMBLAGE DE CONTREVENTEMENT

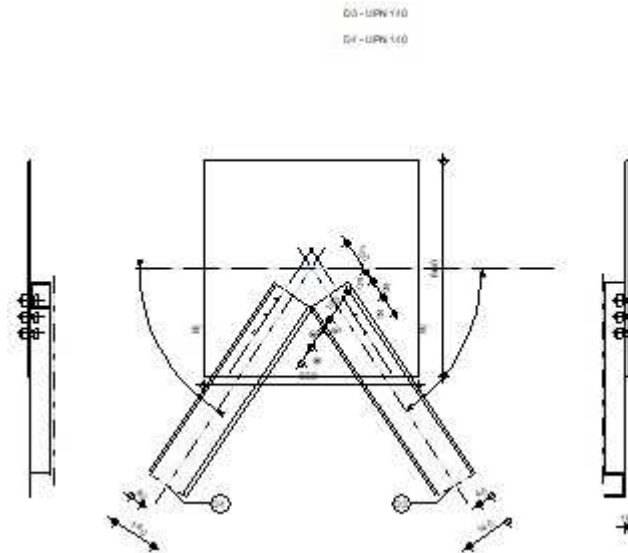
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,76



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 261
 Barres de la structure: 304, 305,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 3	Barre 4			
Barre N°:		304	305			
Profilé:		UPN 140	UPN 140			
Matériau:		Steel	Steel			
	f_y	235,00	235,00			MPa
	f_u	360,00	360,00			MPa
Angle	α	56,3	56,3			Deg
Longueur	l	0,00	0,00			M

BOULONS

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$f_{yb} =$	280,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]			
$e_1 =$	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	40	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p =$	660	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	660	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v =$	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
Matériau: S 235			
$f_y =$	235,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 10: G+Q+EX (1+2+3+4+6) * 1.00

$N_{b3,Ed} =$	-68,70	[kN]	Effort axial
$N_{b4,Ed} =$	-70,30	[kN]	Effort axial

RESULTATS**BARRE 3****VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} =$	-22,90	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
$F_{z,Ed} =$	17,17	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant
$F_{Ed} =$	28,62	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon
$F_{Rdx} =$	59,73	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
$F_{Rdz} =$	59,73	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	-22,90 <	59,73	vérifié (0,38)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	17,17 <	59,73	vérifié (0,29)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	28,62 <	38,60	vérifié (0,74)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 496,11$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 479,40$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ N_{b3,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -68,70 < 496,11$	vérifié	(0,14)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -68,70 < 479,40$	vérifié	(0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 200,95$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -68,70 < 200,95$	vérifié	(0,34)

BARRE 4**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

$F_{x,Ed} = -23,43$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		
$F_{z,Ed} = 17,58$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		
$F_{Ed} = 29,29$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 59,73$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 59,73$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$-23,43 < 59,73$	vérifié	(0,39)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$17,58 < 59,73$	vérifié	(0,29)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$29,29 < 38,60$	vérifié	(0,76)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$N_{uRd} = 496,11$ [kN]			[1993-1-1:2005 6.1]
$N_{plRd} = 479,40$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 6.1]
$ N_{b4,Ed} \leq N_{uRd}$	$ -70,30 < 496,11$	vérifié	(0,14)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -70,30 < 479,40$	vérifié	(0,15)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$V_{effRd} = 200,95$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		[3.10.2 (3)]
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -70,30 < 200,95$	vérifié	(0,35)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,76

XI. Introduction:

Les fondations d'une structure sont les parties en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Les éléments de fondations transmettent les charges directement au sol dans le cas de semelles reposant sur le sol ou le cas de radiers ou au biais d'autres organes dans le cas des pieux.

Les types de fondations

Fondations superficielles : Elles incluent :

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

Fondations profondes (semelle sur pieux) et semi profondes (semelles sur puits)

XI.1. Choix des fondations:

-Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

-La nature et le poids de la superstructure.

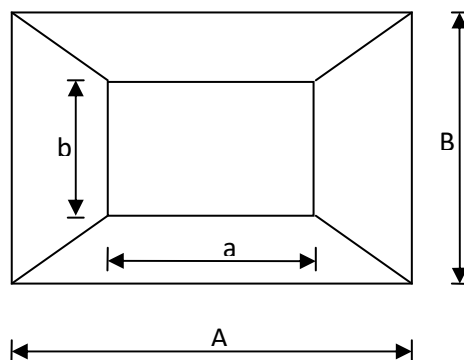
-La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction

- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol =0.2MPa)



XI.2. Étude des semelles:

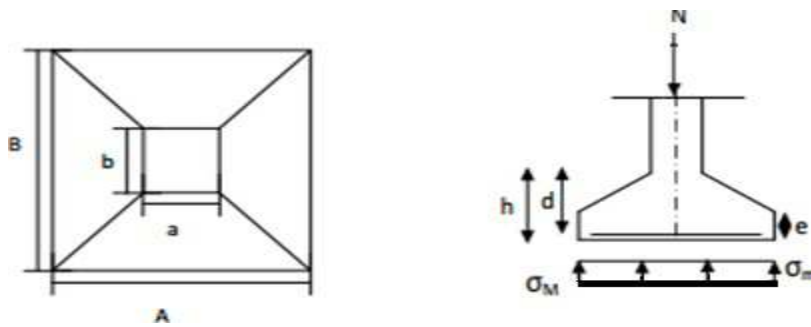


Figure-XI- 1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

Charges à prendre en considération :

Sous l'effort vers le bas:

a. Dimensionnement de la semelle :

Détermination de A et B:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \end{cases}$$

On a : b=190mm et a=200mm

B>185cm

A>194cm

Nous allons opter pour une semelle carre de dimensions (190×190) cm².

b. Déterminations de d et h :

h = d + 50 mm

$$\frac{B - b}{4} < d < A - a$$

$$\frac{1900 - 190}{4} < d < 1900 - 200$$

$$427.5 < d < 1700$$

Nous allons prendre d = 500 mm

$h = 500 + 50 = 550 \text{ mm}$

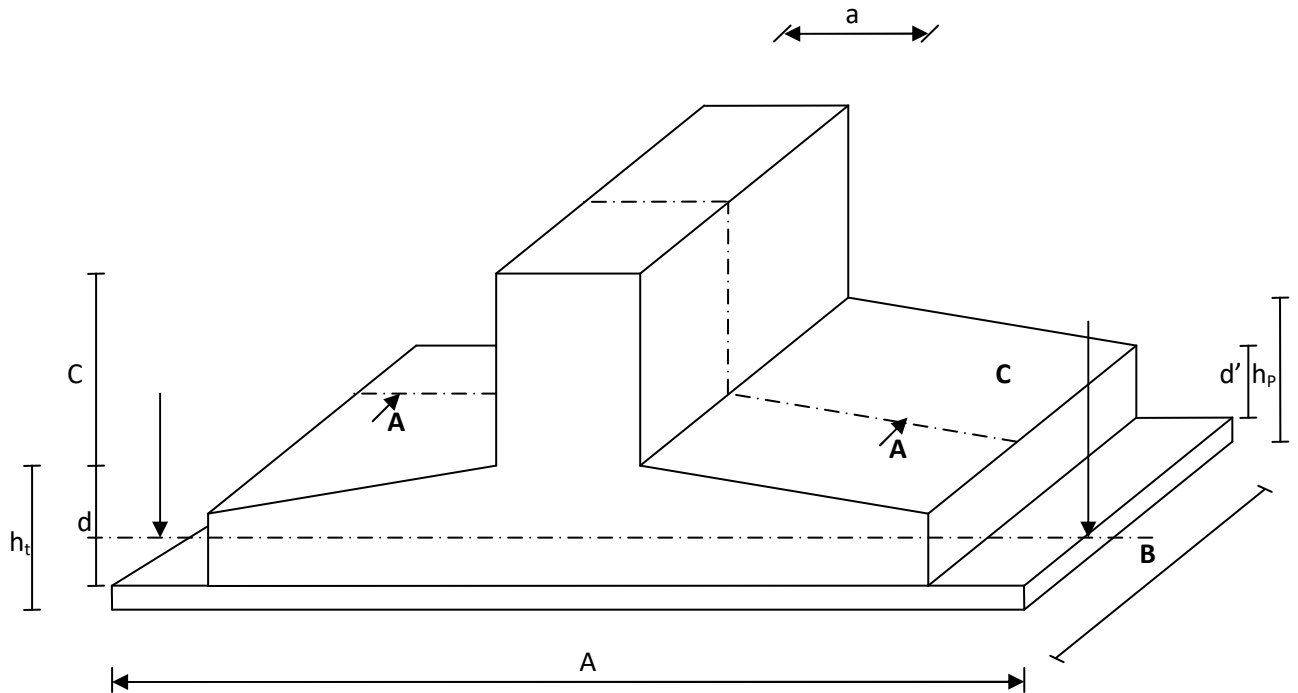


Figure-XI- 2Dimensionnement de la semelle

Effort	ELU	ELS
$N_{sd}[\text{KN}]$	631.25	459.11

Tableau VIII.1. Valeurs de l'effort normal

Vérification de la contrainte du sol :

$\delta_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$\delta_{max} = \frac{N}{A \times B} = 174.86 \text{ KN/m}^2$

$\delta_{sol} > \delta_{max}$ (condition vérifier)

XI.3.calcul du ferrailage

à l'ELU

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_u}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{631.25 \times 10^3 \times (1900 - 200)}{8 \times 300 \times 348}$$

$$A_u = 1164.41 \text{ mm}^2$$

à l'ELS

$$A_u = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 266.6MPa$$

n: coefficient de fissuration = 1,6

$$A_s = \frac{459.11 \times 10^3 \times (1900 - 200)}{8 \times 300 \times 266.6} = 1219.81mm^2$$

$$A_s = 12.2cm^2$$

Nous avons $A_s < A_u$ **XI.3. Condition de non fragilité :**

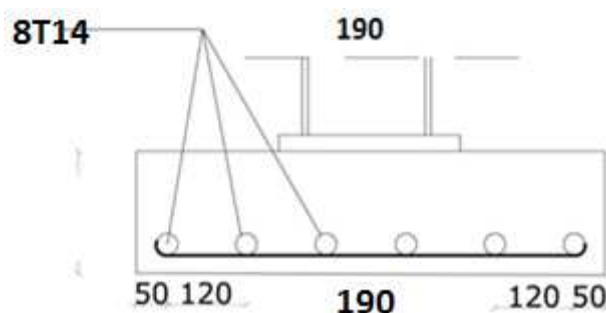
Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times \frac{190 \times 500 \times 2.1}{400}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa$$

$$A_s = 114.71mm^2 = 1.14cm^2$$

Nous allons opter pour un ferrailage de **8T14** (12.312cm²)**Figure-XI- 3Ferrailage des semelles isolées****XI.4. Calcule 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.

V-1-Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA2003, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

V-2-Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20KN\right)$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3

- **L'ELU :**

$$\frac{N_u}{a} = \frac{631.25}{12} = 52.6KN$$

- **L'ELS :**

$$\frac{N_s}{a} = \frac{459.11}{12} = 38.25 KN$$

$$F = \{52.6KN; 38.25KN; 20KN\} = 87.04KN$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{52.6 \times 10^{-3}}{348} = 1.3cm^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{52.6 \times 10^{-3}}{266.6} = 1.9cm^2$$

Le RPA2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 45 cm^2$$

Donc : on prend $A_{st}= 6T12 = 6.78 cm^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.78 cm \\ A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 cm^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\varphi t \leq \min (h/35 ; \varphi \text{ min} ; b/10) \Rightarrow \varphi t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

Alors on prend : $\varphi t = 8\text{mm}$

XI.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \rightarrow St \leq (20\text{cm} ; 15\varphi t) \Rightarrow St \leq (20\text{cm}, 12\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement $St = 10\text{ cm}$

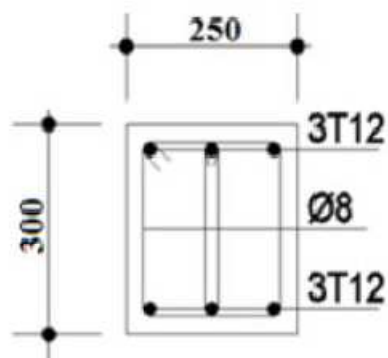


Figure-XI- 4 Ferrailage de longrine

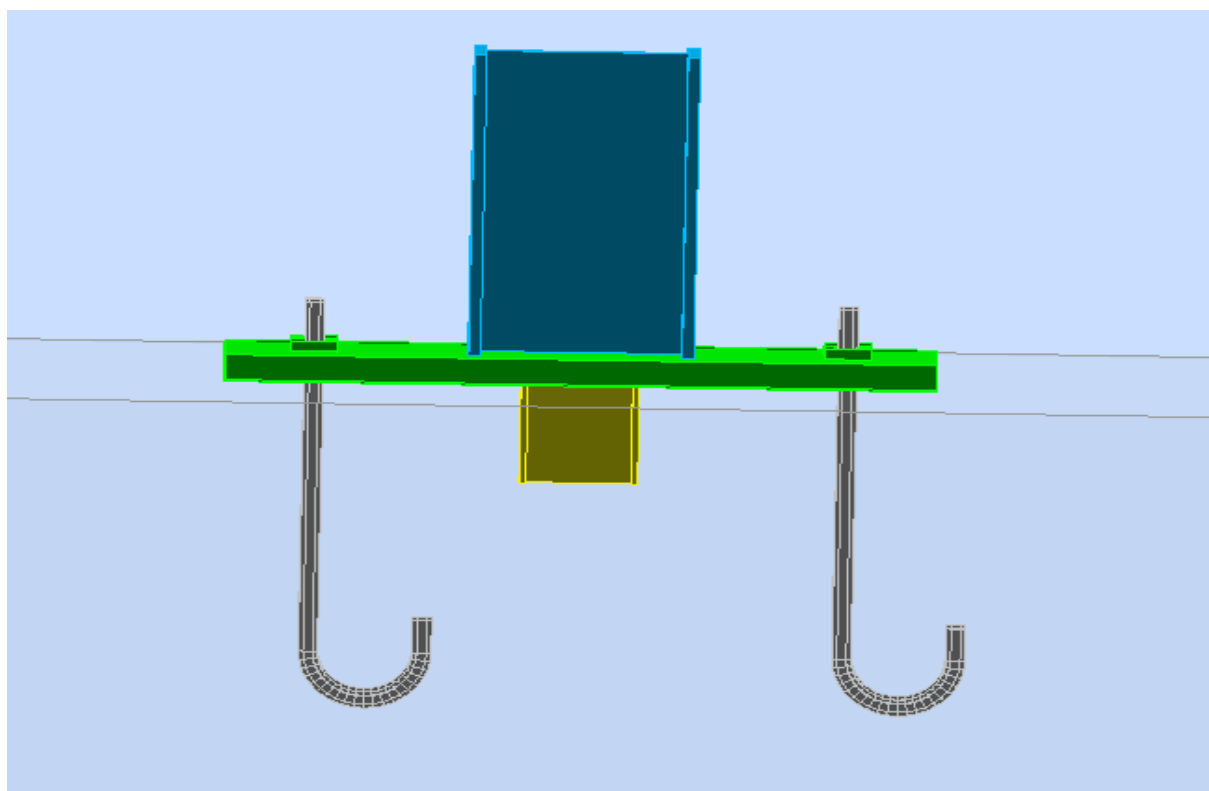
Conclusion

Notre travail ci présent à débuté à partir d'un plan d'architecture, ce qui nous a amené à trouver des solutions techniques et diverses méthodes de calcules afin de permettre la réalisation du plan.

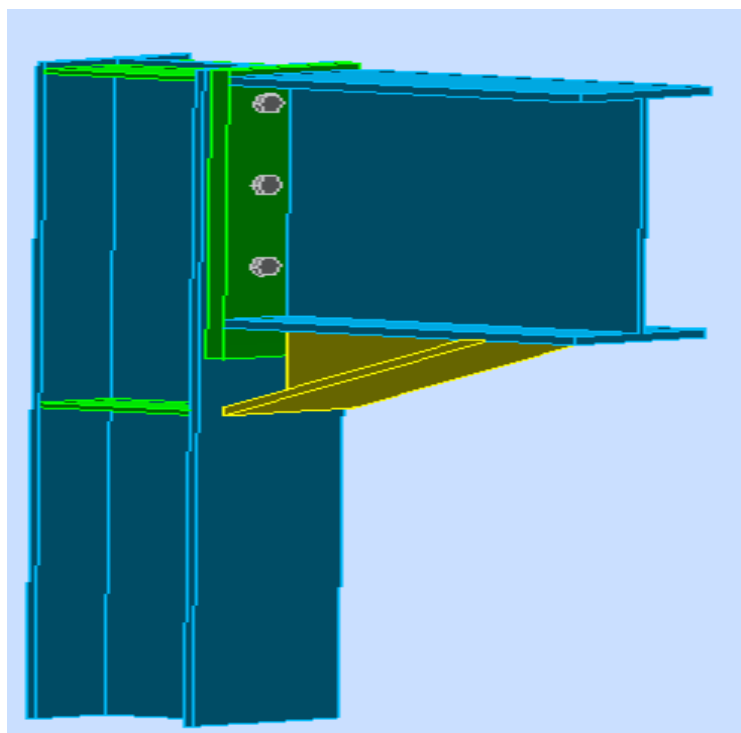
Ce projet de fin d'étude nous a permis de concevoir et de dimensionner un bâtiment en structure métallique a usage administratif, Ce type de construction (Métallique) connu pour sont comportement spécifique face au vent et aux forces sismiques.

Le calcul des actions sismiques, et assemblages nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les constructions métallique et nous ont amené à utiliser des logiciels de calcul tel que le ROBOT et ETABS dont la maitrise est indispensable a tout ingénieur.

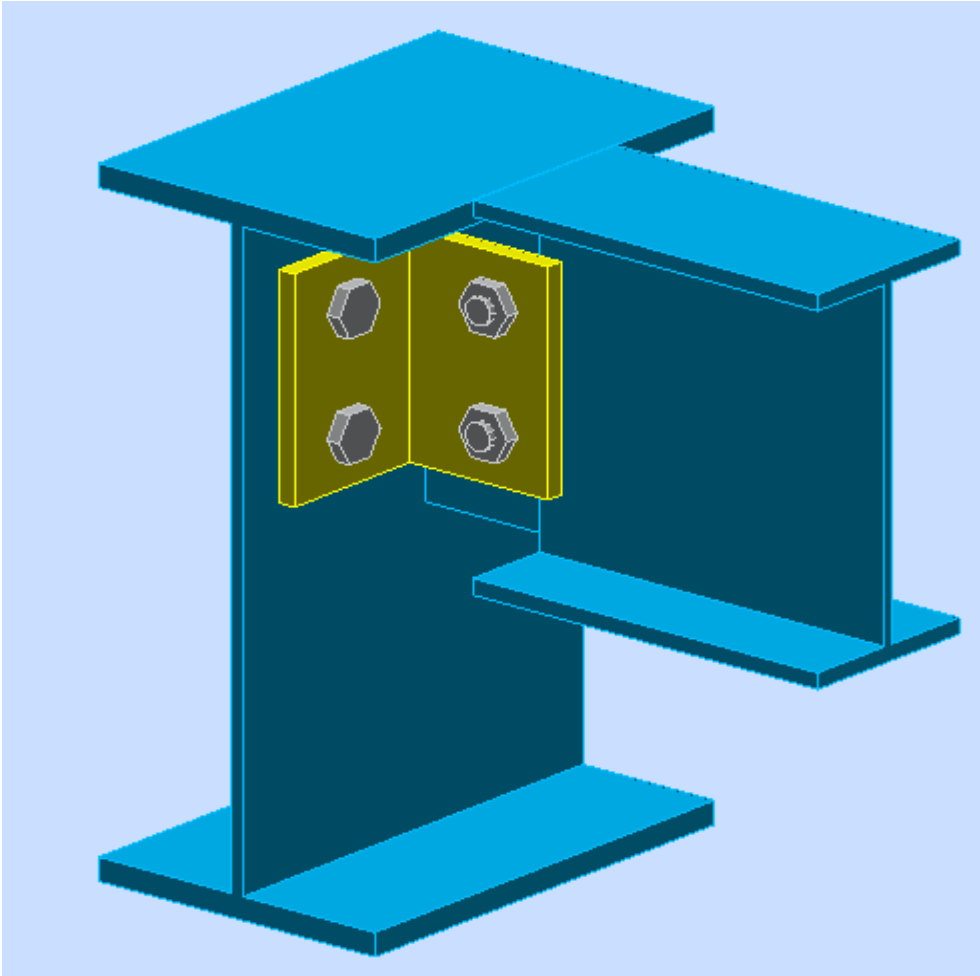
Assemblages poteau-fondation :



X-5-Assemblage poutre-poteau (IPE400-HEA200) :



Assemblage poutre-solive (IPE220-IPE400) :



BIBLIOGRAPHIE :

- Règlement neige et vent version 2013 (RNV 2013).
- Calcul des Eléments de construction Métallique de **Lahlou DAHMANI**.
Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- **Eurocode3**, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'**Eurocode 04**.
- Document technique réglementaire **DTR B.C. 2.2** « les charges permanente et charges d'exploitations »
- Réglés de conception des structures en acier « CCM97 » (**DRT.BC.2.48**)
- **Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003**(document technique réglementaire **D.T.R.C 23-4.7**).
- Règlement **BAEL** (calculs des structures en béton armée).
- Les thèses de fin d'études.