

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master
Professionnel en Génie Civil

Option : Construction Métallique

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+3 EN
CHARPENTE METALLIQUE A USAGE
COMMERCIAL**

Réalisé par :

Mr BELKACEMI Cherif
Mr BELLABIOD Mourad

Suivi par :

Mr AKKOUCHE.K

Jury:

Mr :BOUAFIA

Mr :LABIOD.M

président

Examineur

2021/2022

Remerciements

Je remercie le bon Dieu de m'avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur Mr. AKKOUCH pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Je remercie chaleureusement Mr DAHMANI. L et Mr. BOUDJEMIA pour son aide précieuse et les conseils qu'il m'a apportés.

Je remercie l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et spécialement ceux de la classe Construction métallique.

Je remercie les membres du jury qui feront l'honneur de juger mon travail, ainsi que pour leurs remarques et conseils sur le mémoire.

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

Dédicaces

*C'est grâce à Dieu, seul, que j'ai pu achever ce travail ;
Je dédie ce travail à ma très chère mère pour son
amour,*

*Ses encouragements et ses sacrifices et à mon père,
pour son
soutient, son affection, et la confiance qu'il m'a accordé,
que*

Dieu vous garde pour moi, je vous aime ;

Je le dédie aussi :

*À mes frères et sœurs : Kamélia, Amira, Naima, Aziz
et Yasmine pour
avoir été à mes côtés pendant tout mon parcours
universitaire*

À mes neveux et mes nièces

*À mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines
et toute la famille Bellabiod*

À mon binôme Cherif et sa famille,

*À mes amis (Hichem, Salim, Abdou, Saïd, Omar,
Mohamed, Djamel, Hamid) et tous mes camarades de
section*

*À tous mes amis de la cité universitaire REHAHLIA ,
merci pour les bons moments passés ensemble.*

Mourad

Dédicaces

*Je dédie à toute personne ayant contribué à la
réalisation et réussite de
ce modeste travail de près ou de loin, en particulier à:*

Mon père et ma mère

*Mes chers frères et sœurs : Hakim, Ahmed, Ouardia,
Fatima, Nacira, Siham*

Mon cher binôme et ami Mourad et toute sa famille

*Mes amis (es) : Kaci, El Hadi, Omar, Mohamed, Amine,
Mahrez, Djamel*

Que Dieu nous garde

Cherif

Table des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure

Figure I.2 : Vue en plan du plancher niveau 12.8m

Figure I.3 : vue en plan du plancher niveau 3.2m

Figure I.4 : Vue en élévation de la face log pan

Figure I.5 : vue en élévation de la face pignon

Figure I.6 : élément constructifs d'un plancher mixte

Figure I.7 : escalier

CHAPITRE II

Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

Figure II.2 : Plancher étage courant.

Figure II.3 : Cloisons extérieurs

Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure II.5 : Les directions du vent considérées

Figure II.6 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Figure II.7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V_1 du vent

Figure II.8 : Zone de C_{pe} la toiture plate direction V_1 du vent.

Figure II.9 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V_2 du vent

Figure II.10 : Zone de C_{pe} la toiture plate direction V_2 du vent.

CHAPITRE III

Figure III.1 : Présentation schématique des solives.

Figure III.2 : Disposition de poteau

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

Figure IV.2: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

Figure IV.3: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans l'acier

Figure IV.4 : Dimensions minimales des goujons

CHAPITRE V

Figure V.1 : Disposition et dimension des éléments des escaliers

Figure V.2 : Disposition des cornières

Figure V.3 : Charge repris par la marche

Figure V.4 : Distribution des charges sur un limon

Figure V.5 : Charge équivalente(G)

Figure V.6 : Charge équivalente (Q)

Figure V.7 : les efforts dans l'acrotère

Figures V.8 : Le plan de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : la fenêtre de démarrage dans le logiciel ROBOT

Figure VI.2 : Définition des lignes de construction

Figure VI.3 : Vue de la structure en 3D de la structure avec ROBOT

Figure VI.4 : Chargements de structure

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Surface efficace de pied de poteau

Figure VII.2 : Les dimensionnements des tiges d'ancrages

CHAPITRE VIII

Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Figure VIII.2 : Ferrailage de la semelle isolée

Figure VIII.3 : Ferrailage de longrine.

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Tableau II.3 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Tableau II.4 : Charge permanente de la volée.

Tableau II.5 : Charge permanente de le palies.

Tableau II.6 : Définition de catégorie de terrain [RNV2013]

Tableau II.7 : récapitulatif des résultats de vent.

Tableau II.8 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Tableau II.9 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

Tableau II.10 : Pour les zones A', B', D, E (V1)

Tableau II.11 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère (V1)

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales(V1).

Tableau II.13 : C_{pe} Pour les zones A , B ,C, D ,E (V2)

Tableau II.14 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère (V2)

Tableau II.15 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales (V2)

Tableau II.16 : charge de sable on fonction de site

CHAPITRE III

Tableau III.1. Caractéristique du profilé IPE 240

Tableau III.3. Chargement poutre principale (plancher terrasse)

Tableau III.4. Caractéristique du profilé IPE400

Tableau III.5. Chargement poutre de rive (plancher terrasse)

Tableau III.6. Chargement poutre principale intermédiaire (plancher étage courant)

Tableau III.8. Chargement poutre principale (plancher étage courant)

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Charges reprises par la dalle au stade de montage

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Caractéristique et dimension **L50×50×5**

Tableau V.2 : Caractéristique et dimension **UPN180**

Tableau V.3 : Caractéristique et dimension **IPE300**

Tableau V.4 : Combinaison de charge

CHAPITRE VI

Tableau VI.1: Les profilés obtenu au pre-dimensionnement et adopté avec le logiciel REBOT

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

CHAPITRE VII

Tableau VIII .1 : Les efforts normaux la plus sollicité

Liste de symboles

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

- E** Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000\ \text{MPa}$).
- G** Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000\ \text{MPa}$).
- F_p** Effort de précontrainte dans les boulons.
- M** Moment sollicitant, en générale.
- M_{cr}** Moment critique élastique de déversement.
- M_{eff}** Moment efficace (section de classe4).
- M_R** Moment résistant.
- M_U** Moment ultime.
- N** Effort normal, en générale.
- N_{pl}** Effort normal de plastification.
- N_u** Effort normal ultime.
- V** Effort tranchant sollicitant.
- V_{pl}** Effort tranchant de plastification.
- V_U** Effort tranchant ultime.
- f_u** Contrainte de rupture d'une pièce.
- f_{ub}** Contrainte de rupture d'un boulon.
- f_y** Limite d'élasticité d'une pièce.
- ε** Déformation linéaire unitaire.
- ε_y** Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
- σ** Contrainte normale.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

- K** Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
- k_s** Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
- m** Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

- n** Nombre de boulons.
- β_M** Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
- β_w** Facteur de corrélation (soudure).
- ε** Coefficient de réduction élastique de l'acier.
- η** Facteur de distribution de rigidité (flambement).
- λ** Elancement.
- λ** Elancement réduit.
- λ_{LT}** Elancement de déversement.
- u** Coefficient de frottement.
- χ** Coefficient de réduction de flambement.
- χ_{LT}** Coefficient de réduction de déversement.

Caractéristiques géométriques :

- A** Section brute d'une pièce.
- A_{eff}** Section efficace d'une pièce (classe 4).
- A_{net}** Section nette d'une pièce.
- A_s** Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
- I_t** Moment d'inertie de torsion.
- I_w** Facteur de gauchissement d'une section.
- I_y** Moment d'inertie de flexion maximale.
- I_z** Moment d'inertie de flexion minimale.
- W_{eff}** Module de résistance efficace.
- W_{el}** Module de résistance élastique.
- W_{pl}** Module de résistance plastique.
- b** Largeur d'une semelle de poutre.
- d** Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
- d_0** Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

i Rayon de giration d'une section.
l Largeur d'une poutre.
DI Largeur de déversement d'une poutre.
kl Longueur de flambement.
r Rigidité d'une barre t Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w Epaisseur d'une âme de poutre.
A Angle en général.

$\gamma_{Mb} = 1,25$ Résistance des boulons au cisaillement.

$\gamma_{Mb} = 1,50$ Résistance des boulons au à la traction.

F_v Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

F_B Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

F_T Résistance des boulons en traction.

α Facteur d'imperfection (flambement).

Les termes lus dans la note de calcul de ROBOT:

f_y résistance du matériau.

g_{M0} Coefficient de sécurité partiel.

g_{M1} Coefficient de sécurité partiel.

Paramètres de l'analyse de flambement :

L_f longueur de flambement de la barre.

Lambda y élancement de la barre.

Lambda_y élancement relatif de la barre.

X_y coefficient de flambement.

Beta M_y coefficient dépendant du diagramme des moments.

Mi y coefficient pour le calcul de k_{fy}.

k_y coefficient de réduction en flexion.

Paramètres de l'analyse de déversement

ID_{sup} longueur de déversement de la semelle supérieure

ID_{inf} longueur de déversement de la semelle inférieure

C1 coefficient pour le calcul de M_{cr} .

C2 coefficient pour le calcul de M_{cr} .

M_{cr} moment critique pour le déversement.

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

XLT coefficient de déversement.

Beta_{MLT} coefficient dépendant du diagramme des moments.

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

k_{LT} coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N_{sd} effort axial N_{sd} .

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

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

Efforts limites

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

$M_{b,rd}$ moment ultime pour le déversement.

$M_{ply,rd}$ moment ultime plastique.

$M_{ely,rd}$ moment ultime élastique.

$V_{ply,rd}$ résistance ultime en cisaillement.

$M_{plz,rd}$ moment ultime plastique.

$V_{plz,rd}$ résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERE LOCAL) :

U_y flèche de la barre en y.

u_y max flèche admissible de la barre en y.

$u_{inst,y}$ flèche due aux charges variables en y.

$u_{inst,max,y}$ flèche admissible due aux charges variables en z.

uz flèche de la barre en z.

uz_{max} flèche admissible de la barre en z .

u_{inst,z} flèche due aux charges variables en z.

u_{inst,max,z} flèche admissible de la barre en z.

Déplacements (REPERE GLOBAL) :

vx déplacement de la barre en X.

vx_{max} déplacement admissible de la barre en X.

vy déplacement de la barre en Y.

vy_{max} déplacement admissible de la barre en Y .

SOMMAIR

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1.Introduction	1
2.Présentation de l'ouvrage :	1
2.1Zone d'implantation	1
2.2Données concernant le site :	1
2.3Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	1
2.4Vue de la structure.....	2
2.5Mode de construction :	4
2.6. Conception structurale :	4
2.6.1. Structure horizontale :	4
2.6.2. Structures verticales :	5
2.7. Les escaliers :	5
2.8. Les fondations :	6
2.9. L'acrotère	6
3.Règlements utilisés :	7
4.Matériaux utilisé.....	7
4.1. Acier de construction.....	7
4.2. Béton	8
5. Assemblages.....	8
5.1. Le boulonnage :	8
5.2. Le soudage.....	8

Chapitre II : Évaluation des charges

1.Introduction	9
2.Charges permanentes	9
2.1Plancher terrasse (inaccessible).....	9
2.2Plancher courant	10
2.3Les façades	10
2.4Acrotère	11

2.5	Escalier	12
3.	Surcharges d'exploitations	12
4.	Action du vent	13
4.1.	Domaine d'application de règlement	13
4.2.	Principe de calcul	13
4.3.	Calcul de la pression statique due au vent	13
4.4.	Détermination du coefficient dynamique C_d	14
4.5.	Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$	14
4.6.	Détermination du coefficient d'exposition C_{ex}	14
4.7.	La hauteur de référence Z_e	15
4.8.	Coefficient de rugosité (C_r)	16
4.9.	L'intensité de turbulence	16
4.10.	Coefficient de pression extérieure C_{pe}	17
4.11.	Vent perpendiculaires longs pans (sens V_1 du vent)	18
4.12.	Vent perpendiculaires longs pans (sens V_2 du vent)	20
5.	Charge de sable	24
6.	CONCLUSION	24

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

1.	Introduction	25
2.	Pré-dimensionnement des solives	25
2.1.	Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse	25
2.1.1.	Vérification de la condition de la flèche (ELS) :	26
2.1.2.	Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :	27
2.1.3.	Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant) :	27
2.1.4.	Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :	28
2.1.5.	Vérification à la flèche :	28
2.2.	Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant	28
2.2.1.	La flèche doit satisfaire la condition suivante :	28
2.2.2.	Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :	29
2.2.3.	Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant) :	29
2.2.4.	Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :	30
2.2.5.	Vérification à la flèche :	30
3.	Pré-dimensionnement des poutres	30

3.1.Poutre principale intermédiaire (plancher terrasse)	30
3.1.1.Vérification de la condition de la flèche(ELS).....	31
3.1.2.Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)	32
3.1.3.Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant).....	32
3.1.4.Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant	33
3.1.5.Vérification à la flèche :	33
3.2.Poutre Principale de rive (plancher terrasse).....	33
3.3.Poutre principale intermédiaire plancher étage courant	34
3.3.1.Vérification de la condition de la flèche(ELS) :	35
3.3.2.Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)	36
3.3.3.Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant).....	36
3.3.4.Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :	37
3.3.5.Vérification à la flèche	37
3.4.Poutre de rive plancher étage courant :	37
4.Pré-dimensionnement des poteaux	38
4.1.Vérification des charges :	38
4.1.1.Plancher terrasse :.....	38
4.1.2.Plancher étage courant.....	39
4.2.Vérification de l'élément au flambement	39
5. Conclusion	41

Chapitre IV : Etude du plancher mixte

1.Introduction	42
2.Vérification au stade de montage	42
2.1.Etude des solives (IPE240)	42
2.1.1.Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :	42
2.1.2.Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)	43
2.1.3.Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :	43
2.1.4.Vérification à la flèche	43
2.1.5.Vérification au déversement	44
2.2.Etude des poutres IPE400	44
2.2.1.Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)	44
2.2.2.Vérification de l'effort tranchant.....	44
2.2.3.Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant	45

2.2.4.Vérification de la flèche	45
2.2.5.Vérification au déversement	45
3.Vérification au stade finale.....	45
3.1.Etude des solives (IPE240)	45
3.1.1.Caractéristique de la dalle mixte	46
3.1.2.Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)	46
3.1.3.Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant	47
3.1.4.Vérification du moment de résistance plastique	48
3.1.5Vérification de la flèche	48
3.2.Etude des poutres IPE400	50
3.2.1.Caractéristiques de la dalle mixte	50
3.2.2.Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)	50
3.2.3.Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :	51
3.2.4.Vérification du moment de résistance plastique	51
3.2.5.Vérification de la flèche	52
4.Vérification des fissures du béton	53
5.Calcul de la connexion acier-béton	54
6.Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :	54
6.1.Calcul du nombre de connecteurs	54
6.1.1Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur	55
6.1.1.Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal	55
7.Conclusion	56

CHAPITRE V : Étude des éléments secondaires

1.Introduction	57
2.Etudes des escaliers	57
2.1.Introduction	57
2.2.Pré-dimensionnement des marches	57
2.3.Dimensionnement des éléments porteurs	57
2.3.1.Dimensionnement de la cornière (support de marche)	57
2.3.2.Détermination de la section de cornière	58
2.4.Pré-dimensionnement des supports de marches :	58
2.4.1.Vérification de la flèche (ELU) (poids propre inclus)	59
2.4.2.Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU)	59

2.4.3.Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)	60
2.5.Détermination de la section du limon	60
2.5.1.Evaluation des charges	60
2.5.2.Calcul de la charge équivalente	61
2.6.Pré-dimensionnement des limons :	62
2.6.1.Combinaison de charge :	62
2.6.2.Condition de flèche :	62
2.6.3.Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU)	63
2.6.4.Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)	63
2.6.5.Vérification au déversement.....	63
2.7.Étude de la poutre palière des limons	64
2.7.1.Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière (R).....	64
2.7.2.Charge équivalente :.....	65
2.7.3.Condition de flèche	65
2.7.4.Vérification du moment fléchissant	66
2.7.5.Vérification de l'effort tranchant :	66
2.7.6.Vérification au déversement	66
3.Étude de l'acrotère	68
3.1.Introduction	68
3.2.Evaluation des sollicitations	68
3.3.Ferraillage	69
3.4.Vérification de la contrainte de cisaillement	69
3.5.Vérification de la contrainte de compression dans le béton	70
3.6.Vérification de la contrainte de compression dans l'acier	70
4. Conclusion	73

Chapitre VI : Modélisation et vérification des éléments

1.Introduction	74
2.Description du logiciel ROBOT	74
3.Etapes de modélisation par le logiciel ROBOT	74
3.1.Lancement du logiciel	74
3.2.Lignes de construction :	75
3.3.Chargement	75
1.Introduction	76

2.Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT	76
2.1.Vérification des solives	76
2.2.Vérification de poutre principale (IPE450)	79
2.3.Vérification de poteau (HEA400)	80
3.CONCLUSION	83

Chapitre VII : Étude des assemblages

4.Introduction	84
5.Rôle des assemblages	82
6.Fonctionnement des assemblages	82
6.1.Les assemblages soudés	82
6.2.Les assemblages boulonnés	82
6.3.Les assemblages rivetés	83
6.4.Les assemblages collés	83
7.Les méthodes de calculs des assemblages	83
7.1.Pied de poteau (HEA400)	84
7.1.1.Résistance de calcul de béton	84
7.1.2.Choix du type la plaque d'assise	84
7.1.3.Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	85
7.1.4.Vérification de la résistance de la plaque	86
d'assise au moment fléchissant	
7.1.5.Vérification de la résistance au cisaillement du scellement	86
de la plaque d'assise	
7.1.6.Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement	86
7.1.7.Résistance des tiges d'ancrages a l'effort de soulèvement	87
7.1.8.Résistance des tiges d'ancrages a la resistance	87
7.1.9.Résistance des tiges d'ancrages a l'adhérence	87
7.1.10.Calcul de la contrait d'adhérence fbd	88

Chapitre VIII : étude des fondations

8.1. Introduction	111
9.2. Types de fondation	111
10.2.1. Fondation superficielle	111
11.2.2. Fondation profonde	111
12.2.3. Fondation semi profonde.....	111

13.3. Choix du type de fondation	111
14.4. Caractéristique des matériaux	112
15.4.1. Béton	112
16.4.2. Acier	112
17.5. Choix du type de fondation	113
18.6. Dimensionnement des fondations	113
19.7. Etude des semelles	113
20.7.2. Dimensionnement de la semelle	113
21.7.3. Détermination de la hauteur de la semelle	114
22.8. Ferrailage de la semelle isolée	114
23.8.1. Détermination de la hauteur du patin (e).....	114
24.8.2. L'espacement des cadres	115
25.9. Calcul des longrines	115
26.9.1. Dimensionnement des longrines	115
27.9.2. Calcul du ferrailage	115
28.9.3. Vérification de condition de non-fragilité	116
29.9.4. Calcul d'armatures transversales :.....	116
30.9.5. Calcul d'espacement des cadres :.....	116
31.10. Conclusion	117

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale :

Introduction générale :

La construction métallique est une branche, 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...). Elle a subi un énorme développement et une grande progression, Cette progression est la conséquence du développement et la recherche des nouvelles méthodes, des études et des conceptions, et l'utilisation des logiciels de calcul pour avoir une meilleure optimisation.

Parmi les différents modes de construction, la construction métallique, qui a vécu un développement important sur tous dans le domaine industriel et publique ; ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus ce mode de construction.

La construction métallique a plusieurs avantages sur celle en béton armé car cette dernière résiste mal a la traction et n'offre pas la possibilité de franchir de grandes portées, ainsi que la structure en béton armé ne possède pas une bonne résistance a la force sismique.

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 tous les actions qui lui sont appliqué ; assurer la cohérence des déformations relative des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment, ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire une étude et une conception d'un bâtiment à usage, d'habitation.

Pour mener à bien ce projet de fin d'étude le présent travail est décomposé en plusieurs parties complémentaires à savoir :

Chapitre I : Ce chapitre est consacré à la présentation du projet d'étude.

Chapitres II : Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations appliquées à la structure, dans le premier temps, et les charges et surcharges, dans le second temps

Chapitre III : Ce chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre IV : Ce chapitre est consacré pour étudier le plancher mixte

Chapitre IV : Ce chapitre est consacré pour étudier les éléments secondaires.

Chapitre V : Ce chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments secondaires

Chapitre VI : Ce chapitre est consacré au modélisation et vérification avec le logiciel **ROBOT**.

Chapitre VII : Ce chapitre est consacré pour l'étude des assemblages.

Chapitres II : Ce chapitre est consacré pour l'étude des fondations.

1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation du projet d'étude et de la définition de ses caractéristiques géométriques, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage commerciale, La structure se compose d'un rez-de-chaussée +3étages.

2.1. Zone d'implantation

Ce bâtiment sera implanté à Timiouine daïra Bordj Badji Mokhtar dans la Wilaya de Adrar

2.2. Données concernant le site :

- Altitude = 582m
- Zone de neige : zone A
- Zone du vent : zone 1
- Zone sismique : 0 a (sismicité négligeable).
- Catégorie de terrain : III
- La contrainte Admissible Du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bar}$

2.3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

- | | |
|---------------------------|--------|
| • Longueur total pignon | 15m |
| • Longueur long pan | 19.50m |
| • La hauteur de RDC | 3.20m |
| • La hauteur de 1er étage | 3.20m |
| • La hauteur de 2em étage | 3.20m |
| • La hauteur de 3em étage | 3.20m |
| • La hauteur total | 12.80m |

2.4. Vue de la structure

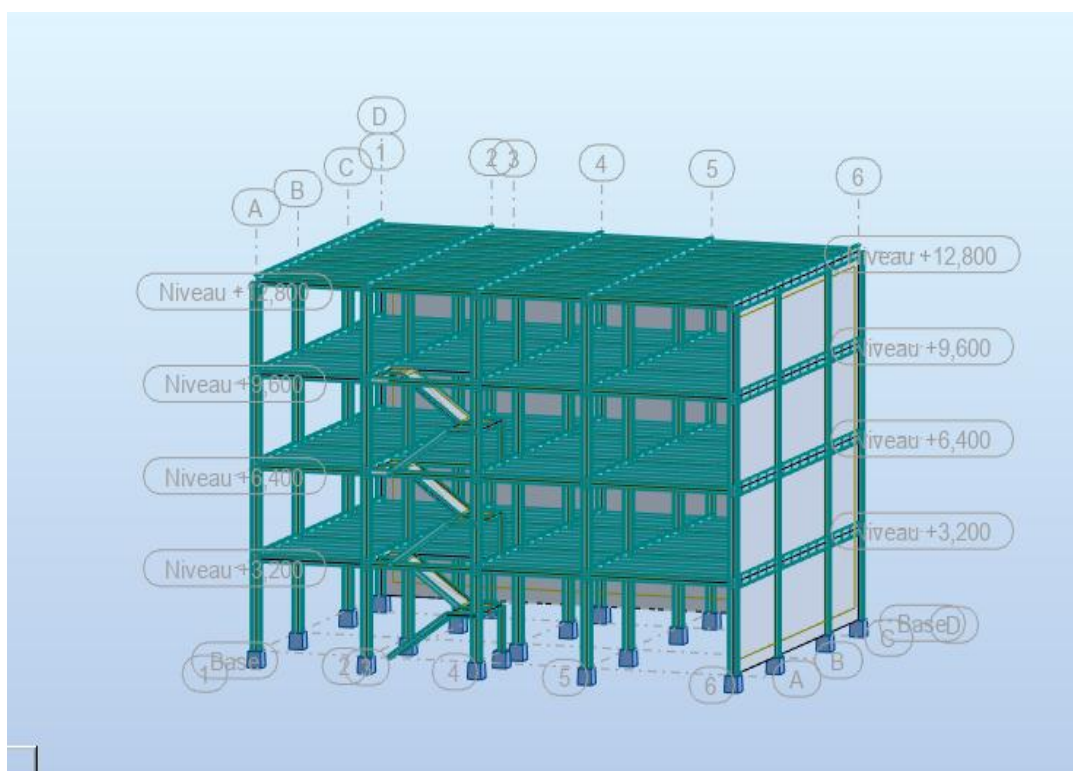


Figure I.1 : vue en 3D de la structure

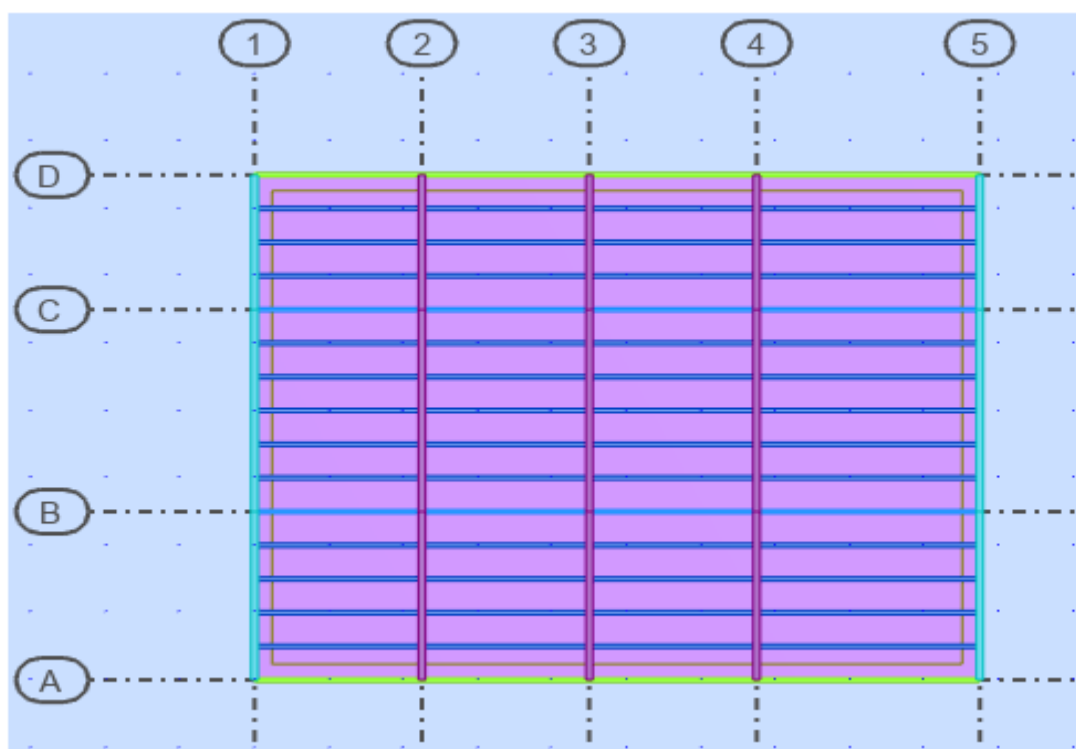


Figure I.2 : vue en plan du plancher niveau 12.8m

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

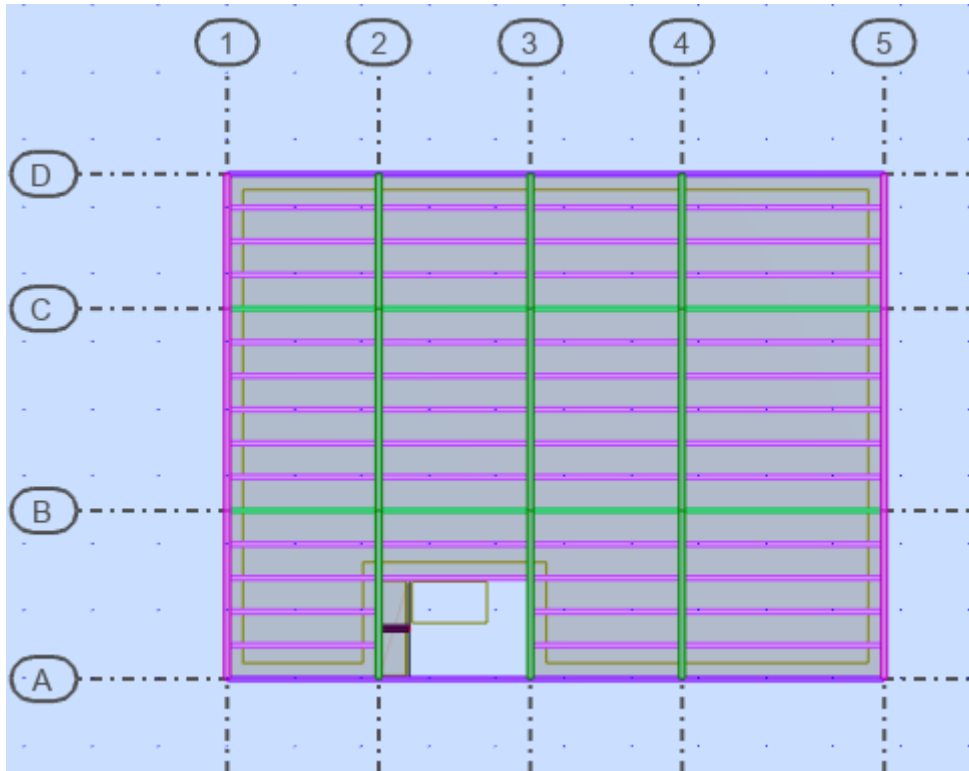


Figure I.3 : vue en plan du plancher niveau 3.2m

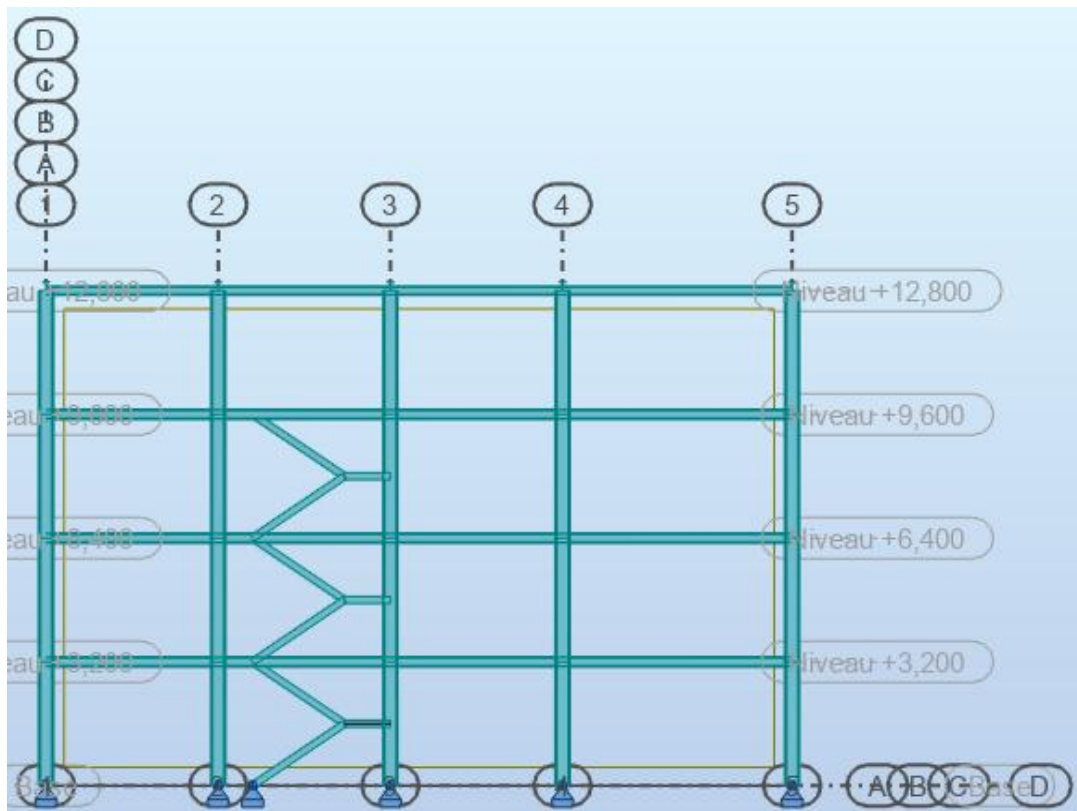


Figure I.4 : vue en élévation de la face log pan

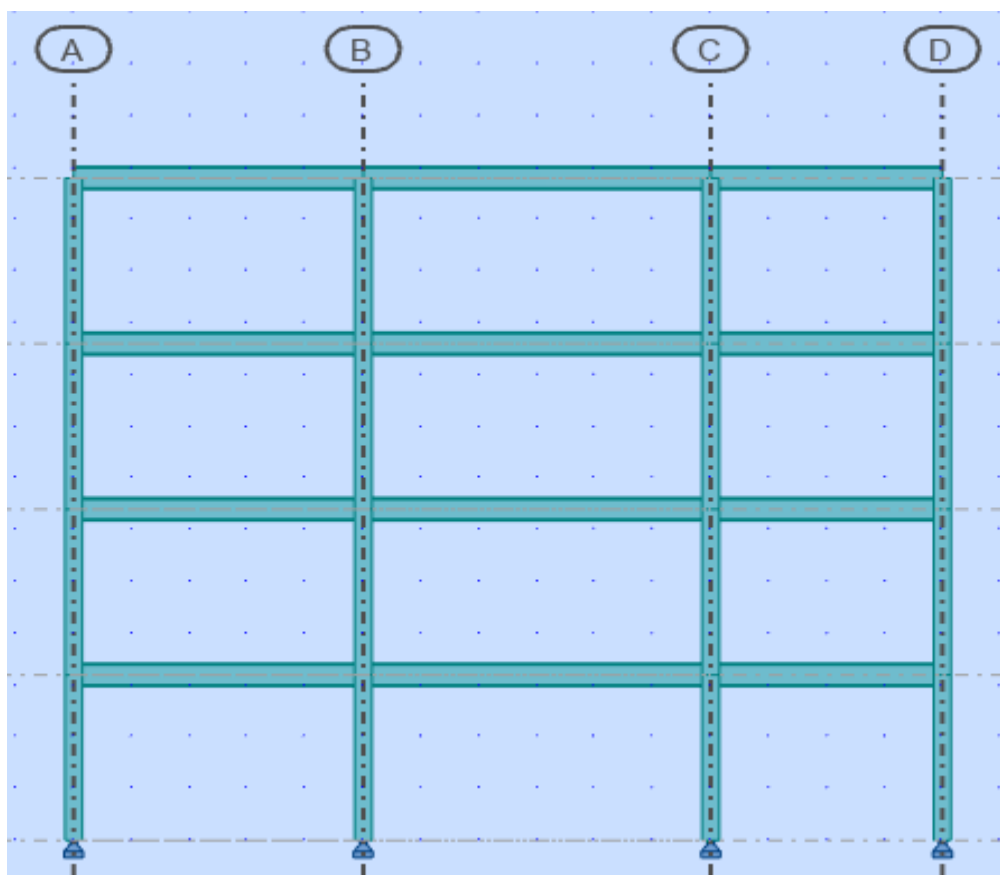


Figure I.5 : vue en élévation de la face pignon

2.5. Mode de construction :

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- les poteaux en profilés HEA, ou bien HEB
- les poutres en profilés IPE.

2.6. Conception structurale :

On a deux types de structure :

2.6.1. Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

•Plancher courant :

La dalle est composée d'une tôle profilée en acier (TN40) qui sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton sur laquelle on coule une dalle en béton armé de 12cm d'épaisseur reliée à la poutre à l'aide de connecteurs qui s'opposent au glissement mutuel et assurent la liaison parfaite entre l'acier et le béton. la composition est illustrée sur la Figure

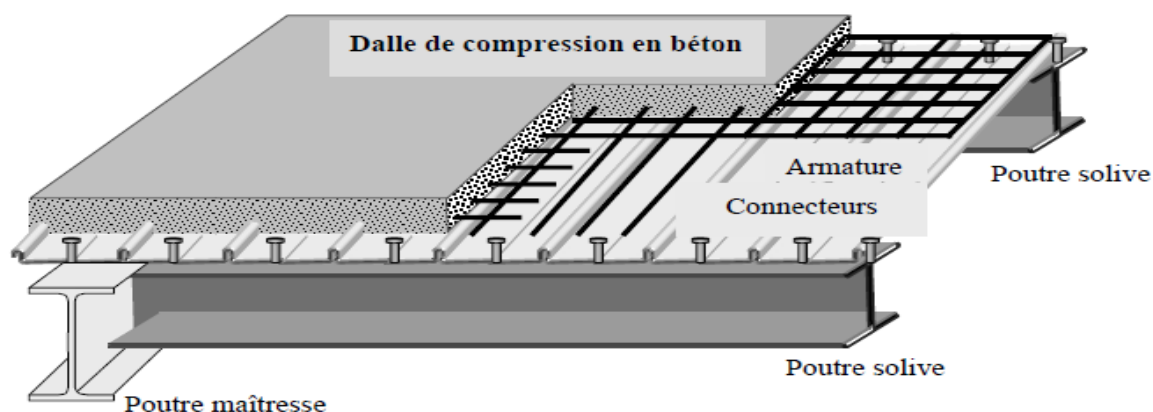


Figure I.6 : éléments constructifs d'un plancher mixte

•Plancher terrasse :

Il est identique aux planches courantes sauf que le versant est incliné par une petite pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection).

2.6.2. Structures verticales :

La structure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs

•Murs extérieurs :

La façade principale et la façade postérieure seront réalisées en double paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 [cm], les autres façades seront réalisées avec des briques creuses en doubles cloisons de 10[cm] d'épaisseur, qui seront séparées par une lame d'air de 10 [cm] d'épaisseur.

•Murs intérieurs :

Seront réalisés avec des panneaux sandwichs

2.7. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux ils sont composés de deux volets et un palier de repos ils seront en charpente métallique avec remplissage en béton.

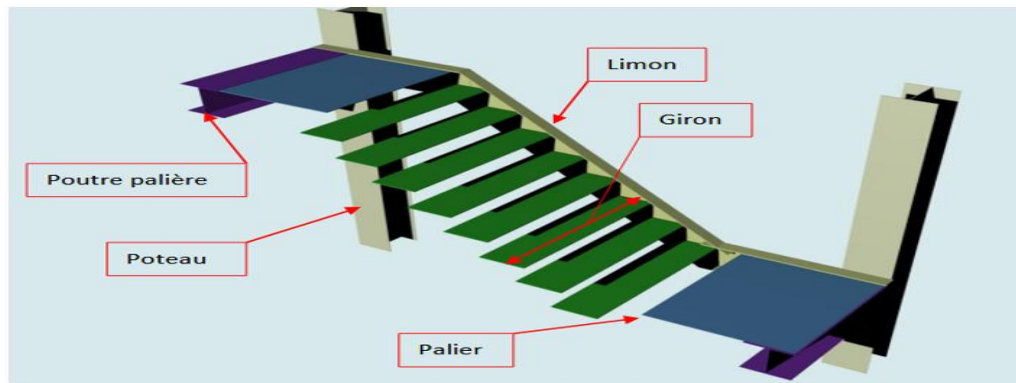


Figure I.7 : escalier

- **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.

2.8. Les fondations :

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Les fondations seront réalisées par des semelles isolées sur un sol ayant une contrainte admissible $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$ (selon le rapport géotechnique), avec un encastrement dans la roche de 0.55 mètre

2.9. L'acrotère

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

3. Règlements utilisés :

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants 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 Algériennes « RPA99/version 2003 ». DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».

BAEL91 : Calcul des structures en béton.

Eurocode 3 : Règles des calculs des structures en acier

Eurocode 4 structure mixtes

4. Matériaux utilisé

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- acier.
- béton.
- briques creuses (8 trous) pour la maçonnerie.
- Panneau sandwich.
- 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).

4.1. Acier de construction

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

- Les nuances d'acier courant et leurs résistances limites sont données par le règlement

Eurocode 3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier s235

Les caractéristiques mécaniques d'acier sont les suivantes :

-Module d'élasticité longitudinal : **$E = 210000 \text{ MPa}$**

-Module d'élasticité transversale : **$G = E/2(1+\nu) = 81000 \text{ MPa}$**

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- La limite élastique de traction : $F_u = 400 \text{ MPa}$

4.2. Béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton de classe **C25** qui présente les caractéristiques suivantes :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (BAEL 99/A2.1,12)
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ ($F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$)
- Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de retrait : $\epsilon = 4 \times 10^{-6}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0.2$ à l'ELS
- module d'élasticité instantané : $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$ (BAEL 99/ A2.1 ;21)
- module d'élasticité différé : $E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$

5. Assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

5.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas nous utiliserons les boulons à haute résistance type **HR 10.9** sa résistance est de 404 KN

5.2. Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs, les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffage qui permettent d'élever la température de fusion des pièces de métal à assembler.

1. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations appliquées à la structure. Dans le premier temps, les charges et surcharges ont été estimées suivant les recommandations données dans le règlement DTR.B.C2.2. Dans le second temps estimation des charges climatiques (vent et du sable) est effectué suivant les recommandations données dans le règlement neige et vent (RNV2013).

Partie 1 : Évaluation des charges et surcharges

2. Charges permanentes

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux, mais aussi les poids des constituants et équipements tels que : plafond, sol, enduits et revêtements quelconque, conduits de fumée, gaines de ventilation ... etc.

2.1 Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Type	Charges permanentes
Faux plafond en plaque plâtre (2cm)	20daN/m ²
Étanchéité multicouche (5cm)	0.05×600=30daN/m ²
TN40	10daN/m ²
Dalle en B.A (10cm)	0.10×2500=250daN/m ²
Isolation thermique du liège (4cm)	0.04×400 =16 daN/m ²
Protection gravier roulée (5cm)	0.05×1700=85daN/m ²
Forme de pente en béton (10cm)	0.1×2200=220daN/m ²
Solive en profilé métallique	Ps
	G=631+ Ps daN/m ²

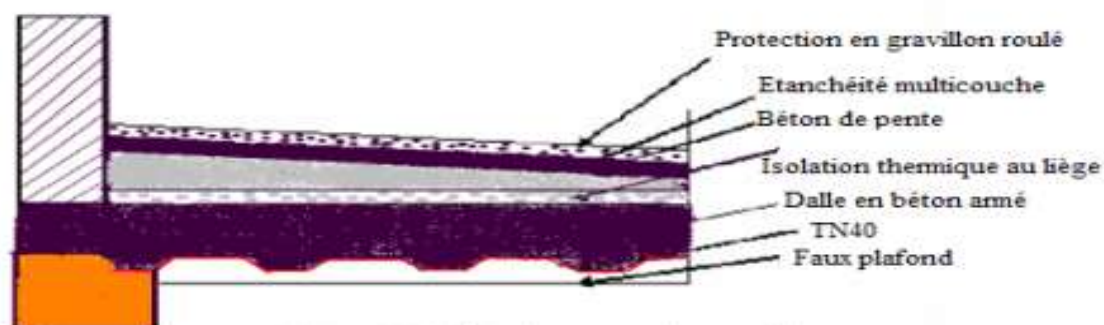


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

2.2 Plancher courant

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Type	Charges permanentes
Faux plafond en plaque plâtre (2cm)	$2 \times 10 = 20 \text{ daN/m}^2$
Sable	$0.02 \times 1700 = 34 \text{ daN/m}^2$
TN40	10 daN/m^2
Dalle en B.A (10cm)	$0.10 \times 2500 = 250 \text{ daN/m}^2$
Isolation thermique du liège (4cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Revêtement en carrelage (2cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
Mortier de ciment	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
Solive en profilé métallique	Ps
	$G = 410 + Ps \text{ daN/m}^2$

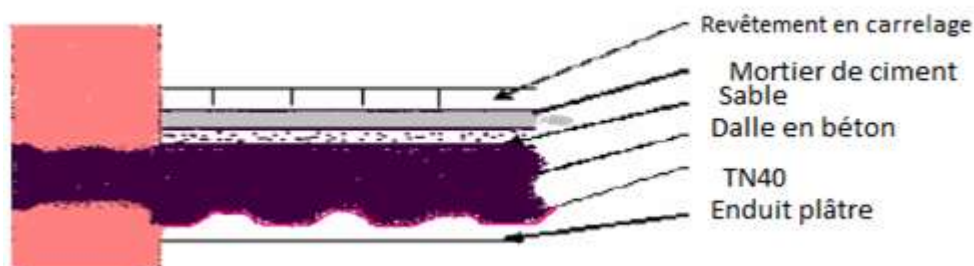


Figure II.2 : Plancher étage courant.

2.3 Les façades

a) Murs extérieures

Tableau II.3 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Type	Charges permanentes
Mortier de ciment (1cm)	$0.01 \times 2000 = 20 \text{ daN/m}^2$
Briques creuses (doublecloisonde 10cm)	$90 \times 2 = 180 \text{ daN/m}^2$
Enduit intérieurs (en plâtre 1cm)	10 daN/m^2
	$G = 210 \text{ daN/m}^2$

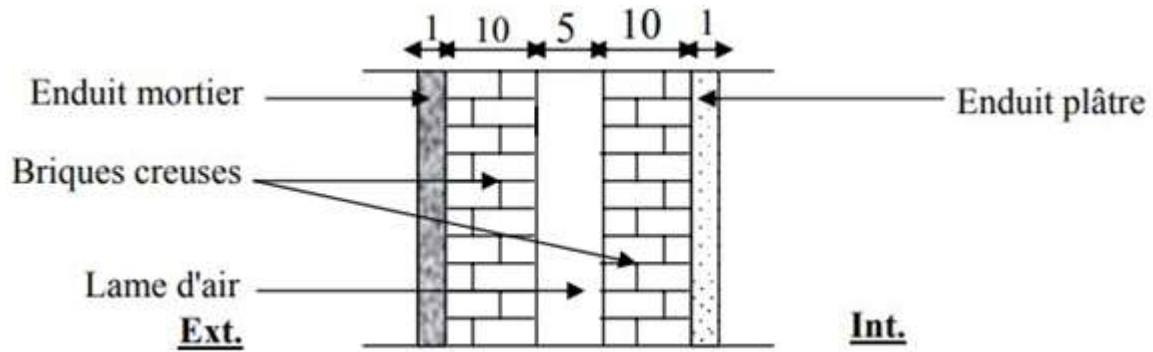


Figure II.3 : Cloisons extérieures

b) Murs intérieurs

Panneau sandwich LL35 : $G = 10.9 \text{ daN/m}^2$

2.4 Acrotère

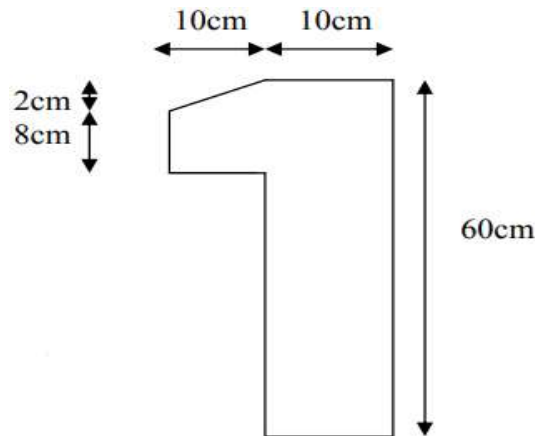


Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère

La charge de l'acrotère est donnée par :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec :

γ_b = poids volumique du béton

$$\gamma_b = 2500 \text{ daN/m}^3$$

S = surface de l'acrotère

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 2500) = 172.5 \text{ daN/m}$$

$$G = 172.5 \text{ daN/m}$$

2.5 Escalier

a) Volée

Chapitre II : Évaluation des charges

Tableau II.4: Charge permanente de la volée.

Type	Charges permanentes
Tôle striée (5 mm)	$9 \times 5 = 45 \text{ daN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$2 \times 20 = 40 \text{ daN/m}^2$
Revêtement carrelage (2cm)	$2 \times 20 = 40 \text{ daN/m}^2$
	$G = 125 \text{ daN/m}^2$

b) Palier

Tableau II.5 : Charge permanente de la Palier.

Type	Charges permanentes
Tôle TN40	10 daN/m^2
Dalle en béton (10cm)	250 daN/m^2
Mortier de pose (2cm)	40 daN/m^2
Revêtement carrelage (2cm)	40 daN/m^2
	$G = 340 \text{ daN/m}^2$

3. Surcharges d'exploitations

Les charges d'exploitation sont celles qui tiennent compte de l'usage de la structure. Pour estimer correctement l'intensité de ces charges, des normes (exemple : le règlement technique DTR.B.C2.2) sont mises à la disposition des professionnels du domaine de génie civil.

Du règlement cite ci-dessus, les charges d'exploitation à considérer dans le cas de la structure étudiée dans ce PFE, sont données ci-après :

- Terrasse inaccessible 100 daN/m^2
- Plancher courant 350 daN/m^2
- Acrotère 100 daN/m^2
- Escalier 250 daN/m^2

Partie 2 : charges climatique

4. Action du vent

Le but de cette étude est de calculer les actions du vent sur les différentes parties de la structure étudiée. Ce calcul est mené conformément suivant les directives données dans le règlement RNV2013.

4.1. Domaine d'application de règlement

Le règlement RNV2013 s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

4.2. Principe de calcul

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

Dans le cas de la structure étudiée, l'action du vent considérée est présentée dans la figure suivante :

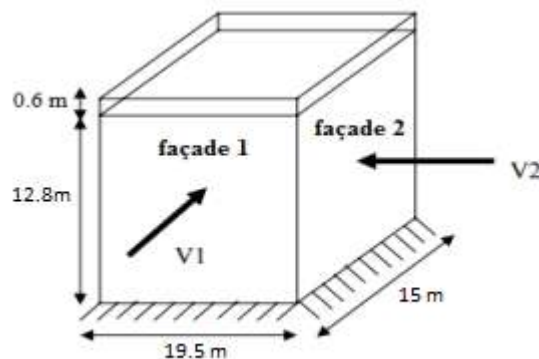


Figure II.5 : Les directions du vent considérées

- sens V1 : sens transversal.
- sens V2 : sens longitudinal.

4.3. Calcul de la pression statique due au vent

La pression du vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par la formule suivante :

$$P_h = C_d \times q_p \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN} / \text{m}^2]$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

q_p : pression dynamique de pointe.

C_e : coefficient de pression extérieure.

C_i : coefficient de pression intérieure.

Les données relatives au site :

Le site du projet se trouve à **TIMIAOUINE**, wilaya d'**ADRAR**.

Tableau II.6 : Définition de catégorie de terrain [RNV2013]

Catégorie de terrain	K _t	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
4	0.234	1	10	0,67

Coefficients de topographie : (Site plat) **C_t=1**

Zone du vent : (Zone **I**)

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

4.4. Détermination du coefficient dynamique C_d

Selon le règlement [RNV2013], le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à **15 m**, la valeur de C_d est **C_d = 1**

4.5. Détermination de la pression dynamique de pointe q_p(z_e)

D'après le règlement [RNV2013], la pression dynamique de pointe **q_p(z_e)**, à la hauteur de référence z_e est donnée par:

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_{\text{ex}}(z_e) \quad [\text{daN/m}^2]$$

Avec :

q_{réf}: la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{\text{réf}} = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

C_{ex}(z) : coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (c_r), et du coefficient de topographie (c_t).

4.6. Détermination du coefficient d'exposition C_{ex}

D'après le règlement [RNV2013], le coefficient d'exposition au vent C_{ex}(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.

C_{ex} est donné par la formule suivante :

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

Avec :

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

I_v(z) : l'intensité de turbulence.

Z(en m) : est la hauteur considérée.

4.7. La hauteur de référence Z_e

Selon le règlement [RNV2013], la hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h(\mathbf{h})$ dépendent des dimensions \mathbf{h} et \mathbf{b} de la construction.

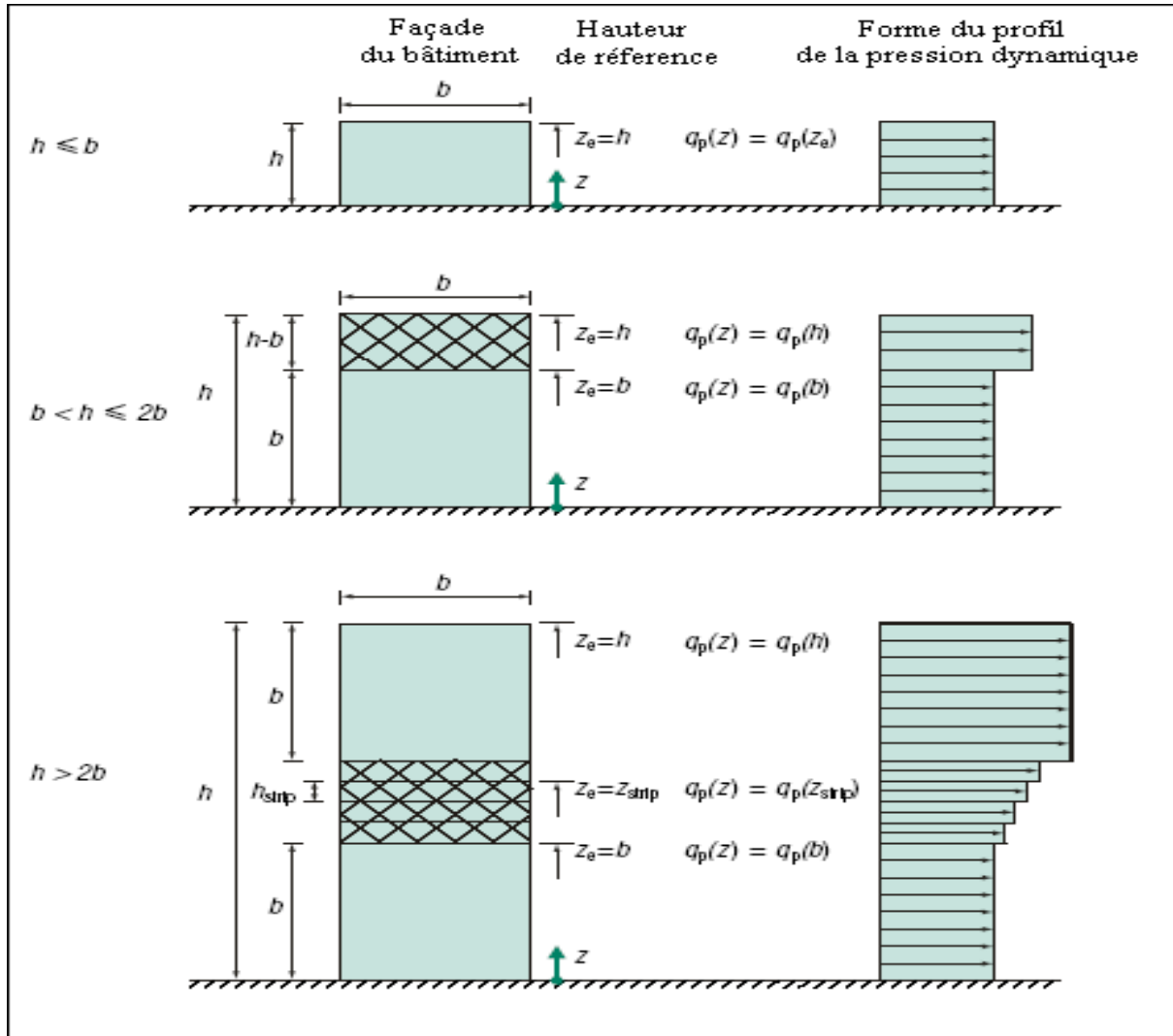


Figure II.6 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

On a :

$\mathbf{h} = 12,8 \text{ m}$ hauteur total de la construction

$\mathbf{b} = 19,5 \text{ m}$ longueur total de la construction

Dans notre cas :

$$12,8 \leq 19,5 \rightarrow h \leq b$$

$$\mathbf{Z}_e = \mathbf{h} = 12,8 \text{ m}$$

4.8. Coefficient de rugosité (C_r)

D'après le règlement [RNV2013], 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) :

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_t \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(Z) = K_t \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \end{cases}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain.

Z_0 (en m) : paramètre de rugosité.

Z_{\min} (en m) : hauteur minimale

Z (en m) : hauteur considérée.

On a : $Z_0 = 1 \text{ m}$, $Z_{\min} = 10 \text{ m}$, $K_t = 0,234$

$Z_{\min} = 10 \text{ m} < Z = 12,8 \text{ m} < 200 \text{ m}$

Donc :

$$C_r(12,8 \text{ m}) = 0,234 \times \text{Ln}\left(\frac{12,8}{1}\right) = 0,596$$

4.9. L'intensité de turbulence

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par :

$$\begin{cases} I_v(Z) = \frac{1}{C_r \times \left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_r \times \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

On a :

$Z_0 = 1 \text{ m}$, $Z_{\min} = 10 \text{ m}$, $C_t(z) = 1$, $Z = 12,8 \text{ m}$

$Z_{\min} = 10 \text{ m} < Z = 12,8 \text{ m}$

Donc :

$$I_v(12,8) = \frac{1}{1 \times \text{Ln}\left(\frac{12,8}{1}\right)} = 0,392$$

En ce référant a la relation donnée dans §4.6, la valeur du coefficient d'exposition est :

$$C_{ex}(12,8) = (1)^2 \times (0,596)^2 \times [1 + 7 \times (0,392)] = 1,33$$

Chapitre II : Évaluation des charges

Tableau II.7 : récapitulatif des résultats de vent

Vent sur	$Z_e(m)$	q_{ref} (N/m^2)	$I_v (Z)$	$C_r(Z_e)$	$C_e(Z_e)$	$q_p(z_e)$ (N/m^2)
Mur	12,8	375	0,392	0,596	1,33	498,75
Toiture	12,8	375	0,392	0,596	1,33	498,75

4.10. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

D'après le règlement [RNV2013], le bâtiment de base rectangulaire donc le coefficient de pression extérieure dépend de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} S'obtient a les formules suivant :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{Si : } A \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (= C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10} (A) \quad \text{Si : } 1m^2 < A < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{Si : } A \geq 10 m^2$$

Tableau II.8: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

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 II.19 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates.

Les zones		F		G		H		I	
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
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	
	$h_p/h = 0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	

4.11. Vent perpendiculaires longs pans (sens V1 du vent)

a) Paroi verticale

La détermination des différentes zones de pression et des valeurs des coefficients C_{pe1} ou C_{pe10} est menée conformément aux recommandations du règlement [RNV2013].

Pour cette direction de vent :

$$b = 19,5 \text{ m} ; d = 15 \text{ m} ; h = 12,8 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) ; e = \min(19,5 ; 25,6) ; e = 19,5 \text{ m}$$

$$\text{Dans le cas : } d = 15 \text{ m} < e = 19,5 \text{ m} ; A' = \frac{e}{5} = \frac{19,5}{5} = 3,9 \text{ m}$$

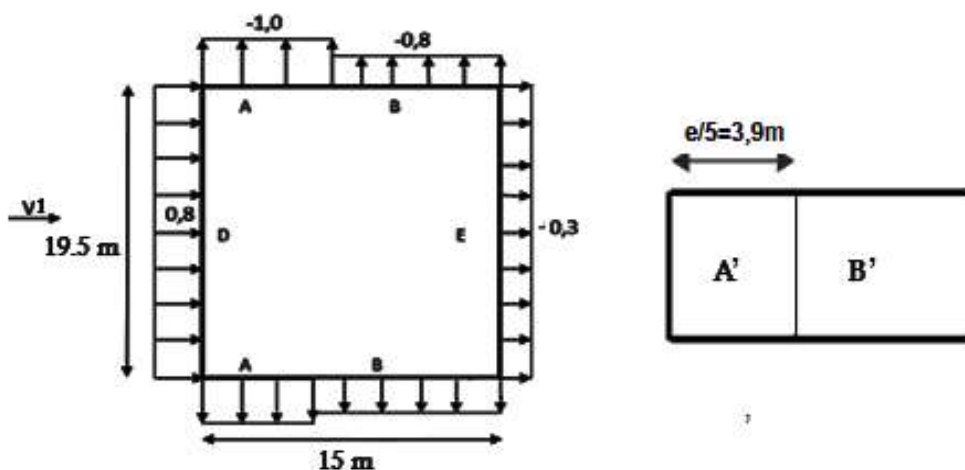


Figure II.7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V_1 du vent

Calcul des aires des zones A' , B' , D et E

$$A' = 3,9 \times 12,8 = 49,92 \text{ m}^2$$

$$B' = 11,1 \times 12,8 = 142,08 \text{ m}^2$$

$$D = E = 19,5 \times 12,8 = 249,6 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

Tableau II.10 : Pour les zones A' , B' , D , E (V_1)

Zone	A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	-1,0	-0,8	0,8	-0,3

b) Toiture plate:

La détermination des différentes zones de pression et des valeurs des coefficients C_{pe1} ou C_{pe10} est menée conformément aux recommandations du règlement [RNV2013].

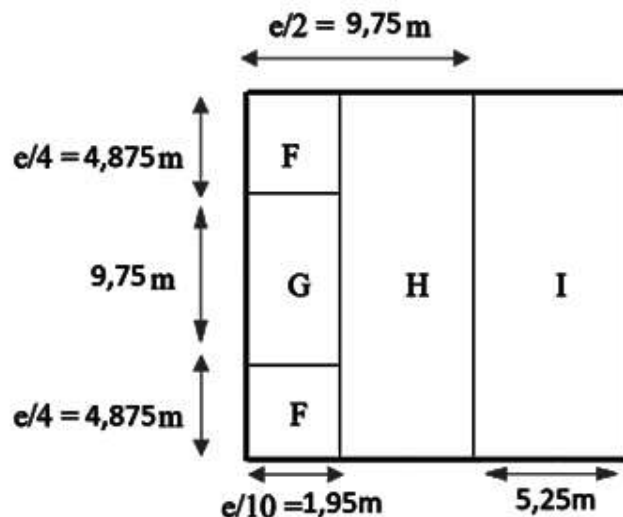


Figure II.8 : Zone de C_{pe} la toiture plate direction V1 du vent.

Dans notre cas :

Nous avons un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$$h_p = 0.6 \text{ m} ; h = 12,8 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0.6 / 12,8 = \mathbf{0,0468}$$

$$b = 19,5 \text{ m}, \quad d = 15 \text{ m}, \quad h = 12,8 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [19,5 ; 25,6] = 19,5 \text{ m}$$

Calcul des aires des zones F, G, H et I

$$F = 4,875 \times 1,95 = 9,5 \text{ m}^2 \quad \text{donc} \quad C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$$

$$G = 9,75 \times 1,95 = 19 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \text{donc} \quad C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$H = 7,8 \times 19,5 = 152,1 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$I = 5,25 \times 19,5 = 102,375 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Tableau II.11 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère (V1)

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,41	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$

c) Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans le cas de la structure étudiée (structure avec cloison intérieur), le coefficient C_{pi} prend deux valeurs : $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

Chapitre II : Évaluation des charges

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales (V1).

Zone	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	qp (daN/m ²)	ph (daN/m ²)
A	-1	+0.8	-1.8	49.875	-89.77
		-0.5	-0.5		-24.93
B	-0.8	+0.8	-1.6	49.875	-79.8
		-0.5	-0.3		-14.96
D	+0.8	+0.8	0	49.875	0
		-0.5	+1.3		64.93
E	-0.3	+0.8	-1.1	49.875	-54.86
		-0.5	+0.2		9.97
F	-1.41	+0.8	-2.21	49.875	-110.22
		-0.5	-0.91		-45.38
G	-0.9	+0.8	-1.7	49.875	-84.78
		-0.5	-0.4		-19.95
H	-0.7	+0.8	-1.5	49.875	-74.81
		-0.5	-0.2		-9.97
I	+0.2	+0.8	-0.6	49.875	-29.92
	-0.2		-1		-49.87
	+0.2	-0.5	0.7		34.91
	-0.2		0.3		14.96

4.12. Vent perpendiculaires longs pans (sens V2 du vent)

a) Pour cette direction de vent :

b = 15 m ; d = 19,5 m ; h = 12,8 m

e = min (b ; 2h) ; e = min (15 ; 25,6) ; e = 15 m

Dans le cas : d = 19,5 m > e = 15 m

On prend donc la découpe trois zones A et B et C respectivement de largeur :

$$\mathbf{A} = \frac{e}{5} = \frac{15}{5} = 3 \text{ m}$$

$$\mathbf{B} = e - \frac{e}{5} = 15 - 3 = 12 \text{ m}$$

$$\mathbf{C} = d - e = 19,5 - 15 = 4,5 \text{ m}$$

Chapitre II : Évaluation des charges

Calcul des aires des zones :

$$A = 3 \times 12,8 = 38,4 \text{ m}^2$$

$$B = 12 \times 12,8 = 153,6 \text{ m}^2$$

$$C = 4,5 \times 12,8 = 57,6 \text{ m}^2$$

$$D = E = 15 \times 12,8 = 192 \text{ m}^2$$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

Tableau II.13 : C_{pe} Pour les zones A , B ,C, D ,E

La zone	A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

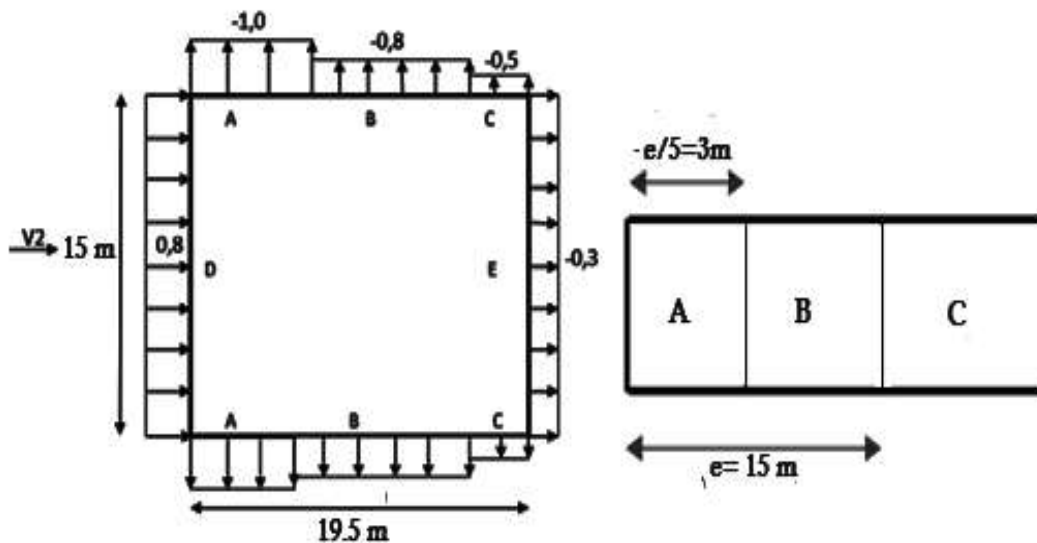


Figure II.9 : Zone de C_{pe} pour les parois verticale-direction V_2 du vent

b) *Toiture plate*

Un bâtiment avec toiture plate et acrotère de 0.6 m de hauteur

$$h_p = 0.6 \text{ m} ; h = 12,8 \text{ m}$$

$$h_p / h = 0.6 / 12,8 = \mathbf{0,0468}$$

$$b = 15 \text{ m} ; d = 19,5 \text{ m} ; h = 12,8 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [15 ; 25,6] ; e = 15 \text{ m}$$

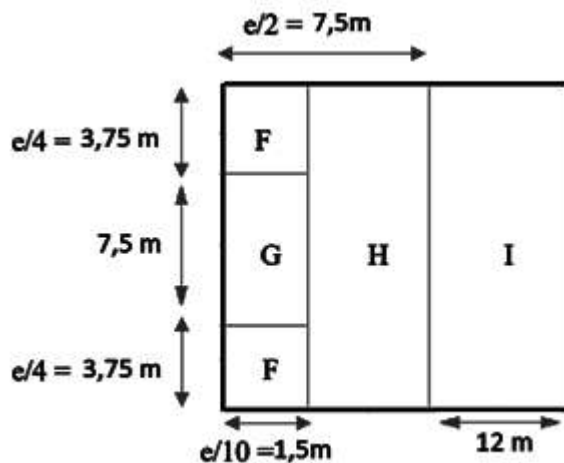


Figure II.10 : Zone de C_{pe} la toiture plate direction V2 du vent.

Calcul des aires des zones F, G, H et I

$$F = 3,75 \times 1,5 = 5,625 \text{ m}^2 \quad \text{Donc } C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(s)$$

$$G = 7,5 \times 1,5 = 11,25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \text{Donc } C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$H = 6 \times 15 = 90 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$I = 12 \times 15 = 180 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Tableau II.14 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère (V2)

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,55	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$

c) Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans notre cas, structure avec cloison intérieure on a deux valeurs : $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Chapitre II : Évaluation des charges

Tableau II.15 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales (V2)

Zone	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	qh (daN/m ²)	ph (daN/m ²)
A	-1	+0.8	-1.8	49.875	-89.77
		-0.5	-0.5		-24.93
B	-0.8	+0.8	-1.6	49.875	-79.8
		-0.5	-0.3		-14.96
C	-0.5	+0.8	-1.3	49.875	-64.83
		-0.5	0		0
D	+0.8	+0.8	0	49.875	0
		-0.5	+1.3		64.83
E	-0.3	+0.8	-1.1	49.875	54.86
		-0.5	+0.2		9.97
F	-1.55	+0.8	-2.35	49.875	-117.2
		-0.5	-1.05		-52.36
G	-0.9	+0.8	-1.7	49.875	-84.78
		-0.5	-0.4		-19.95
H	-0.7	+0.8	-1.5	49.875	-74.81
		-0.5	-0.2		-9.97
I	+0.2	+0.8	-0.6	49.875	-29.92
	-0.2		-1		-49.87
	+0.2	-0.5	0.7		34.91
	-0.2		0.3		14.96

d) Calcul de la force de frottement F_{fr}

D'après le règlement [RNV2013], les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire total de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinée par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent)

Condition à vérifier :

$$2 \times (d \times h) \leq 4 \times (2 \times b \times h)$$

Sens V1 :

$$d = 15 \text{ m} ; b = 19.5 \text{ m}, h = 12,8 \text{ m}$$

$$2 (15 \times 12,8) = 384 \text{ m}^2 < 4 (2 \times 19.5 \times 12,8) = 1996,8 \text{ m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Chapitre II : Évaluation des charges

Sens V2 :

$$d = 19.5 \text{ m} ; b = 15 \text{ m} ; h = 12,8 \text{ m}$$

$$2 (19.5 \times 12.8) = 499,2 \text{ m}^2 < 4 (2 \times 15 \times 12.8) = 1536 \text{ m}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent être négligées

5. Charge de sable

D'après le règlement [RNV2013], la wilaya ADRAR appartient à la zone D selon la carte de neige, il y a pas lieu de calculer la charge de neige, mais une charge de sable supplémentaire étant donné on fonction de site :

Tableau II.16 : charge de sable on fonction de site

La wilaya	La commune	Charge uniformément répartie (KN/m ²)
ADRAR	TIMIAOUINE	0,2

6. CONCLUSION

Ces charges vont servir pour le pré- dimensionnement des éléments.

1. Introduction

Ce chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutre...).

En s'appuyant sur les résultats obtenus dans les chapitres précédents ces éléments ont été calculés conformément au code de calcul [CCM97].

2. Pré-dimensionnement des solives

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

$$0.7\text{m} \leq L \leq 1.5\text{m}$$

Dans le cas de cette structure, tel que présenté dans **la figure**, une distance entre axe de solive est prise $e = 1\text{m}$.

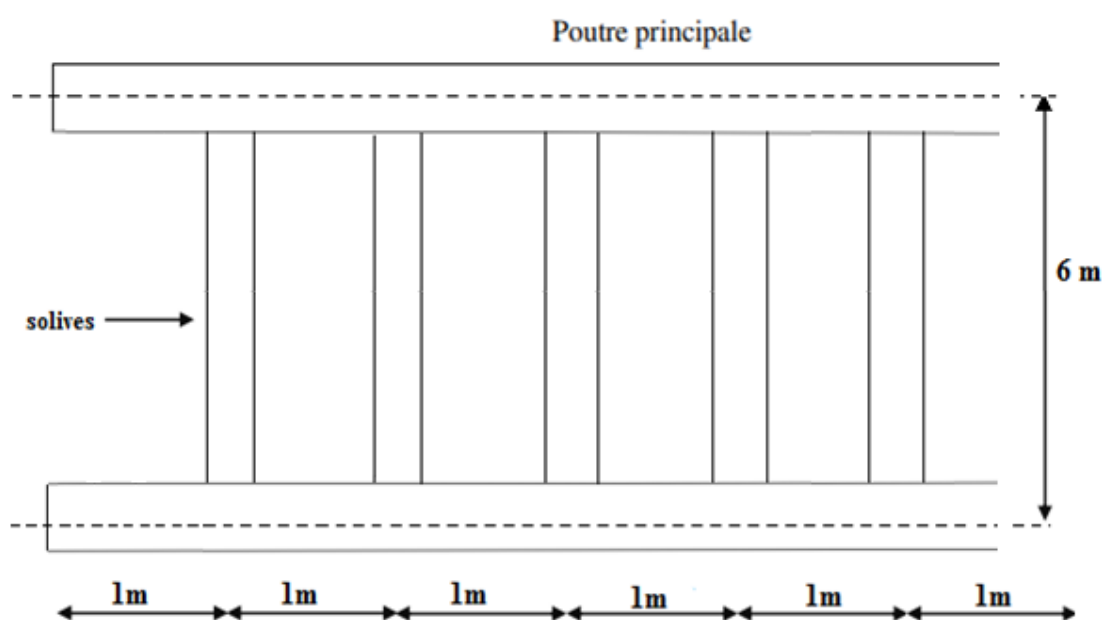


Figure III.1 : Présentation schématique des solives.

2.1. Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 6.31 \text{ KN/m}^2$

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Charge permanente du sable : $S = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Distance entre axe des solives : $e = 1 \text{ m}$

Portée de la solive : $L = 6 \text{ m}$

2.1.1. Vérification de la condition de la flèche (ELS) :

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

Pour une poutre bi articulée $f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI_y}$

Planchers en général $\bar{f} \leq \frac{l}{250}$

Remarque :

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

$$Q_{sd} = G + Q + S = (6,31 + 1 + 0,2) = 7,51 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{sd} = 7,51 \times 1 = 7,51 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le module d'élasticité } E = 2,1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$$

$$L = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 7,51 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 2514,5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4 > 2514,5 \text{ cm}^4 \quad \text{de} \quad \mathbf{IPE240}$$

La classe de la section transversale :

La semelle

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 120/2 = 60 \text{ mm}$$

$$t_f = 9,8 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 6,12 < 10\epsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d = 190,4 \text{ mm}$$

$$t_w = 6,2 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 30,7 < 72\epsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul se fera dans le domaine plastique.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau III.1 : Caractéristique du profilé IPE 240

DESIGNATION abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30.7	39.1	240	120	6.2	9,8	3892	284	367	73.9	9,97	2,69

Remarque :

La vérification se fait à ELU pour cela on prend les charges non pondérées.

$$G = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{profilé}}$$

$$G = 6,31 + 0.307/1) = 6.617 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad Q_s = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q = [1.35 (6,617) + 1.5 (1+0,2)] \times 1\text{ml} = 10,73 \text{ KN/m}$$

2.1.2. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,y}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{10,73 \times (6)^2}{8} = 48,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{235 \times 367}{1,1} = 78.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 48,28 \text{ KN.m} < M_{ply} = 78.40 \text{ KN.m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.1.3. Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 19.1 \text{ cm}^2 = 1910 \text{ mm}^2 \quad ; \quad F_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1910 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 235.58 \text{ KN}$$

Effort sollicitant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{10,672 \times 6}{2} = 32,016 \cdot KN$$

$$V_{sd} = 32,016 \cdot KN < V_{pl,rd} = 235.58KN \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.1.4. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 32,016 \cdot KN < 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 235.58KN = 117.79 KN$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

2.1.5. Vérification à la flèche :

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

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 10.73 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 3892} = 2.21 < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2. Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 4,1 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Distance entre l'axe des solives : $e = 1 \text{ m}$

Portée de la solive : $L = 6 \text{ m}$

2.2.1. La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

Pour une poutre bi-articulée
$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI_y}$$

Planchers en général
$$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

Q : la charge non pondérée

$$Q = G + q = (4,1 + 3,5) = 7,6 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

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

$$Q = 7,6 \times 1 = 7,6 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le module d'élasticité } E = 2,1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 7,6 \times 10^{-2} \times 600^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 2544,64 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4 > 2544,64 \text{ cm}^4 \text{ de } \mathbf{IPE240}$$

Remarque

La vérification se fait à ELU pour cela on prend les charges non pondérées.

$$G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{profilé}}$$

$$G = (4,1 + 0,307) \times 1 = 4,407 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (4,407) + 1,5 (3,5) = 11,2 \text{ KN/m}^2$$

2.2.2. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,y}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{11,2 \times (6)^2}{8} = 50,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{235 \times 367}{1,1} = 78,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 50,4 \text{ KN.m} < M_{pl,y} = 78,40 \text{ KN.m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2.3. Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = 19,1 \text{ cm}^2 = 1910 \text{ mm}^2 \quad ; \quad F_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_{m0} = 1,1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1910 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 235,58 \text{ KN}$$

Effort sollicitant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{11,2 \times 6}{2} = 33,6 \cdot \text{KN}$$

$$V_{sd} = 33,6 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 235,58 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2.4. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :

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

$$V_{sd} = 33,6 < 0,5 \times V_{pl,rd} = 0,5 \times 235,58 \text{ KN} = 117,79 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

2.2.5. Vérification à la flèche :

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

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 11,2 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3892} = 2,31 < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ (Condition vérifiée)}$$

3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion.

3.1. Poutre principale intermédiaire (plancher terrasse)

Calcul des charges

Tableau III.2 : Chargement poutre principale (plancher terrasse)

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Chargement	Chargement linéaire
Chargement permanent G Poids propre du plancher : $G=6.31 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{solive}=0.307\text{KN/ml}$	$G_T=6.31 \times 5.25 = 33.128 \text{ KN/ml}$ $G_{solive}=(0.307 \times 5.25)/1=1.61 \text{ KN/ml}$
G= 34.8KN/ml	
Charge d'exploitation Q_t Charge d'exploitations $Q=1\text{KN/m}^2$ Charge de sable $q_{sable}=0.2\text{KN/m}^2$	$Q=(1+0.2) \times 5.25 = 6.3 \text{ KN/ml}$
Q =6.3 KN/ml	

	combinaisons	Valeurs(KN/ml)
Pondérée ELU	$1.35G + 1.5Q$	$1.35 \times 34.8 + 1.5 \times 6.3 = 56.43$
Non pondérée ELS	$G + Q$	$34.8 + 6.3 = 41.1$

3.1.1. Vérification de la condition de la flèche(ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EL} \leq \delta v_{max}$$

avec $\delta v_{max} = \frac{L}{250}$ pour planchers en général.

Avec :

$$L=6\text{m}= 600\text{cm}$$

$$\delta v_{max}=600/ 250=2.4\text{cm}$$

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

$$q = (G + Q) = 41.1 \text{ KN/ml}$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^4 \text{ KN/cm}^2$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EL} \leq \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$$

$$I_y = \frac{5 \times 41.1 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 13761.16 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE400** avec $I_y=23130\text{cm}^4$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau III.3. Caractéristique du profilé IPE400

DESIGNATION abrégée	Poids	Sectio n	Dimension				Caractéristique					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66.3	84.5	400	180	8.6	13.5	23130	1318	1307	229	16.6	3.95

La vérification se fait à ELU pour cela on prend les charges non pondérées.

$$q = q_{ELU} + 1.35 \times G_p$$

$$q = 56.43 + 1.35 \times 0.663 = 57.32 \text{ KN/m}$$

3.1.2. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{57.32 \times 6^2}{8} = 257.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 1307 \times 10^{-3}}{1.1} = 279.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 257.85 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 279.22 \text{ KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.1.3. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

$$A_v = 42.7 \text{ cm}^2 = 4270 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{mo} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4270 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 526.67 \text{ KN}$$

Effort sollicité :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{57.32 \times 6}{2} = 171.96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 171.96 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 526.67 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.1.4. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 171.96 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 526.67 = 263.33 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

3.1.5. Vérification à la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\frac{5 \times 57.32 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 1.99 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Le profilé **IPE 400** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

3.2. Poutre Principale de rive (plancher terrasse)

Calcul des charges :

Tableau III.4 : Chargement poutre de rive (plancher terrasse)

Chargement	Chargement linière
Poids propre du plancher : $G = 6.31 \text{ KN/m}^2$ Solive: $G_{\text{solive}} = 0.307 \text{ KN/ml}$ L acrotter $G_{\text{acrotère}} = 1.725 \text{ KN/ml}$	$G_T = 6.31 \times 3 = 18.93 \text{ KN/ml}$ $G_{\text{solive}} = (0.307 \times 3) / 1 = 0.921 \text{ KN/ml}$ $G_{\text{acrotère}} = (1.725) / 1 = 1.725 \text{ KN/ml}$
G = 21.58 KN/ml	
Charge d'exploitations $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$ Charge de sable $q_{\text{sable}} = 0.2 \text{ KN/m}^2$	$Q = (1 + 0.2) \times 3 = 3.6 \text{ KN/ml}$
Q = 3.6 KN/ml	

Pondérée

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q \quad 1.35 \times 21.58 + 1.5 \times 3.6 = 34.53$$

Non pondérée

$$\text{ELS} : G + Q \quad 21.58 + 3.6 = 25.18$$

$$q_{\text{ELU}} = 34.53 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ELS}} = 25.18 \text{ KN/m}$$

Les charges sur les poutres de rive sont inférieures à celles des poutres intermédiaires

Donc on prend **IPE400**

3.3. Poutre principale intermédiaire plancher étage courant

Calcul des charges :

Tableau III.5. Chargement poutre principale intermédiaire (plancher étage courant)

Chargement	Chargement linière
Chargement permanent G Poids propre du plancher : $G=4.1 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{solive}}=0.307 \text{ KN/ml}$	$G_e = 4.1 \times 5.25 = 21.52 \text{ KN/ml}$ $G_{\text{solive}} = (0.307 \times 5.25) / 1 = 1.61 \text{ KN/ml}$
$G=23.13 \text{ KN/ml}$	
Charge d'exploitation $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$	$Q=3.5 \times 5.25 = 18.37 \text{ KN/ml}$
$Q=18.37 \text{ KN/ml}$	

Combinaisons valeurs(KN/ml)

ELU :

$$1.35G + 1.5Q \quad 1.35 \times 23.13 + 1.5 \times 18.37 = 58.78$$

ELS :

$$G + Q \quad 23.13 + 18.37 = 41.5$$

3.3.1. Vérification de la condition de la flèche(ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EL} \leq \delta v_{\text{max}} \quad \text{avec} \quad \delta v_{\text{max}} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général.}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Avec :

$$L=6m= 600cm$$

$$\delta v_{max}=600/ 250=2.4cm$$

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

$$q = (G + Q) = 41.5KN/ml$$

Le module d'élasticité $E=2.1 \times 10^4 KN/cm^2$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EL} \leq \frac{L}{250} \rightarrow I_y \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$$

$$I_y = \frac{5 \times 41.5 \times 600^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 13895.1 cm^4$$

On prend l **IPE400** **$I_y=23130cm^4$**

La vérification se fait à ELU pour cela on prend les charges non pondérées.

$$q = q_{ELU} + 1.35 \times G_p$$

$$q = 58.78 + 1.35 \times 0.663 = 59.68 KN/m$$

3.3.2. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{59.68 \times 6^2}{8} = 268.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 1307 \times 10^{-3}}{1.1} = 279.22 \text{ KN.m}$$

$M_{sd}=268.56 \text{ KN.m} < M_{pl,rd}= 279.22 \text{ KN.m}$ **(Condition vérifiée)**

3.3.3. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

$$A_v = 42.7 cm^2 = 4270 mm^2$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

$$F_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4270 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 526.67 \text{ KN}$$

Effort sollicité

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{59.68 \times 6}{2} = 179.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 179.04 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 526.67 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.3.4. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 179.04 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 526.67 = 263.33 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

3.3.5. Vérification à la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\frac{5 \times 59.68 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 2.07 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Le profilé **IPE 400** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

3.4. Poutre de rive plancher étage courant :

Calcul des charges :

Tableau III.8. Chargement poutre principale (plancher étage courant)

Chargement	Chargement linéaire
------------	---------------------

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

Chargement permanent G Poids propre du plancher : $G=4.1 \text{ KN/m}^2$ Solive : $G_{\text{solive}}=0.307 \text{ KN/ml}$ Murs : $G_{\text{murs}}=2.1 \text{ KN/m}^2$	$G_T=4.1 \times 3=12.3 \text{ KN/ml}$ $G_{\text{solive}}=(0.307 \times 3)/1=0.921 \text{ KN/ml}$ $G_{\text{murs}}=(2.1 \times 3.2)=6.72 \text{ KN/m}$
G=19.94KN/ml	
Charge d'exploitation $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$	$Q=3.5 \times 3=10.5 \text{ KN/ml}$
Q=10.5KN/ml	

$q_{ELU}=42.67 \text{ KN/m}$

$q_{ELS}=30.44 \text{ KN/m}$

Les charges sur les poutres de rive sont inférieures à celles des poutres intermédiaires

Donc on prend **IPE400**

4. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de la construction, ils doivent transmettre les charges horizontales et verticales aux fondations. ; 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.

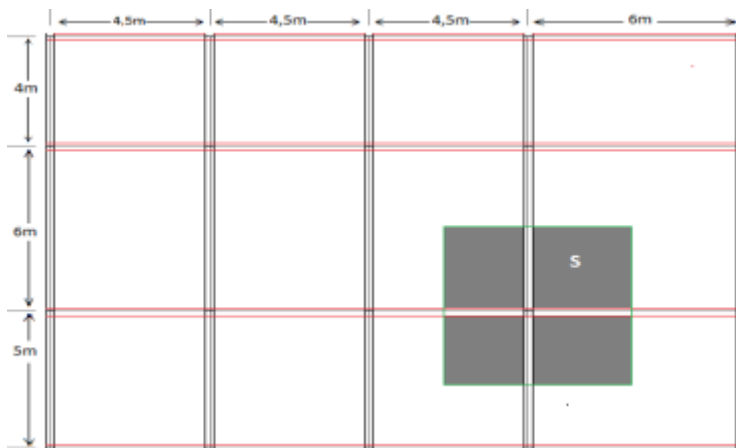


Figure III.2. Disposition de poteau

Le poteau le plus sollicité est le poteau central (position 1) :

$S=5,25 \times 5,5 = 28,875 \text{ m}^2$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a : $L_f = L$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \rightarrow i_y \geq \frac{l_f}{25} \rightarrow i_y \geq \frac{320 \times 1}{25} \rightarrow i_y \geq 12,8 \text{ cm}$$

On prend HEA 360 avec : $i_y = 15,22 \text{ cm}$

4.1. Vérification des charges :

4.1.1. Plancher terrasse :

La surface : $S = 5,25 \times 5,5 = 28,875 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s = P_s \times L \times n$

$$G_s = 0,307 \times 5,25 \times 5 = 8,06 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales : $G_{pp} = P_{pp} \times L \times n$

$$G_{pp} = 0,663 \times 5,5 \times 1 = 3,65 \text{ KN}$$

Poids du plancher terrasse : $G_t = 6,31 \times 28,875 = 182,2 \text{ KN}$

Charge du sable : $S = 0,2 \times 28,875 = 5,775 \text{ KN}$

Charge d'exploitation terrasse : $Q = 1 \times 28,875 = 28,875 \text{ KN}$

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

$$N_t = 1,35 (8,06 + 3,65 + 182,2) + 1,5 (5,775 + 28,875)$$

$$N_t = 313,75 \text{ KN}$$

4.1.2. Plancher étage courant

La surface : $S = 5,25 \times 5,5 = 28,875 \text{ m}^2$

Poids des solives : $G_s = P_s \times L \times n$

$$G_s = 0,307 \times 5,25 \times 5 = 8,06 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales : $G_{pp} = P_{pp} \times L \times n$

$$G_{pp} = 0,663 \times 5,5 \times 1 = 3,65 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{pot} = 1,12 \times 3,2 = 3,58 \text{ KN}$

Poids de l'étage courant : $G_c = 4,1 \times 28,875 = 118,387 \text{ KN}$

Charge d'exploitation étage courant : $Q = 3,5 \times 28,875 = 101,06 \text{ KN}$

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

$$N_c = 1.35 \times (8.06 + 3.65 + 3.58 + 118.387) + 1.5 (101.06)$$

$$N_c = 332.05 \text{ KN}$$

Calcul de N_{sd} :

$$N_{sd} = N_t + 3 N_c = 313.75 + 3 \times 332.05 = 1309.9 \text{ KN}$$

4.2. Vérification de l'élément au flambement

Condition à vérifier

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

Une section de classe 1 doit être vérifiée à la sécurité sous l'effet du déversement. Dans notre cas : $M_y = M_z = 0$, la vérification de l'élément au flambement en flexion doit être satisfaite. La résistance nominale au flambement d'un élément en compression doit être considérée comme suit:

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{M1}}$$

β_A : coefficient qui tient compte de la classe de la section ; $\beta_A = 1$ pour la classe 1

χ_{\min} : est le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.

$$A = 14280 \text{ mm}^2$$

$\gamma_{M1} = 1.1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

a) *Calcul des élancements moyens*

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} \quad \text{Est l'élancement réduit adimensionnel.}$$

$$\lambda = \frac{l}{i} \quad \text{Est l'élancement du poteau.}$$

L : est la longueur de flambement du poteau.

i : est le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$\lambda = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93.9 \varepsilon = 93.9 \quad \text{Est l'élancement Eulérien}$$

b) *Calcul du facteur de réduction, χ_z*

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} \quad \text{avec : } i_z = 74.3 \text{ mm}$$

$$L_f = 3200 \times 1 = 3200 \text{ mm}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments

$$\lambda_z = \frac{3200}{74,3} = 43,06 \text{ Est l'élancement du poteau autour de l'axe z-z}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{43,06}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,458$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2$$

$t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$ Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement b

Pour $\bar{\lambda}_z = 0,458 \rightarrow \chi_z = 0,9057$ (tableau annexe)

c) *Calcul du facteur de réduction, χ_y :*

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \text{ avec : } i_y = 152,2 \text{ mm}$$

$$L_f = 3200 \times 1 = 3200 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{3200}{152,2} = 21,02 \text{ Est l'élancement du poteau autour de l'axe y-y}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{21,02}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,223$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \quad \text{Axe de flambement z-z donc courbe de flambement c}$$

Pour $\bar{\lambda}_y = 0,223$

$\chi_y = 0,9898$ (tableau annexe)

Donc : $\chi = \chi_z = 0,9057$

d) *Calcul de la résistance de l'élément au flambement*

$$N_{b,rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{M1}} = 0,9057 \times 1 \times \frac{14280 \times 235}{1,1 \times 10^3} = 2763,04 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1309,9 \text{ KN} < N_{b,rd} = 2763,04 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

La résistance nominale au flambement de l'élément est supérieure à la charge appliquée le poteau est donc vérifié au flambement.

5. Conclusion

Suit au calcul mené si de dessus les éléments si après sont les plus convenable

1. Introduction

Ce chapitre est consacré pour étudier le plancher mixte. En s'appuyant sur les résultats obtenus dans les chapitres précédents ces éléments ont été calculés conformément au code de calcul [CCM97].

Etude du plancher mixte à dalle collaborante :

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

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade final.

Partie 1 : Vérification au stade de montage

2. Vérification au stade de montage

2.1. Etude des solives (IPE240)

Charges et surcharges

Tableau IV.1 : Charges reprises par la dalle au stade de montage

chargement	Charge linéique sur le plancher terrasse
GB béton du plancher $G_B = 2500 \text{ daN/m}^3$	$G_B = 2500 \times 0.1 \times 1 \text{ ml} = 250 \text{ daN/ml}$
GP de la tôle TN40 $G_P = 10 \text{ daN/m}^2$	$G_P = 10 \times 1 \text{ ml} = 10 \text{ daN/ml}$
GS solive $G_S = 30.7 \text{ daN/m}$	$G_S = 30.7 \text{ daN/ml}$
$G_T = 290.7 \text{ daN/m}$	
Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$	$Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml}$
$Q_T = 100 \text{ daN/ml}$	

Combinaison de charge

ELU : $1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 290.7 + 1.5 \times 100 = 542.44 \text{ daN/ml}$

ELS : $G + Q = 290.7 + 100 = 390.7 \text{ daN/ml}$

2.1.1. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant) :

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_y = M_{Sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{542.44 \times (6)^2}{8} = 2441 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{MO}} = \frac{23,5 \times 367}{1,1} = 7840,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2441 \text{ daN.m} < M_{pl,y} = 7840,45 \text{ daN.m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.1.2. Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 39.1 \times 10^2 - [(2 \times 120 \times 9,8) + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8] = 1203,24 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1203,24 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 148.41 \text{ KN}$$

Effort sollicitant

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{5,4 \times 6}{2} = 16,27 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16,27 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 148,41 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.1.3. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 16,27 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 148,41 = 74,205 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

2.1.4. Vérification à la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 5,42 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3892} = 1,11 < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4$$

(Condition vérifiée)

2.1.5. Vérification au déversement

$$-G + 1.5V_s = -2.9 + 1.5 \times 1.17 = -1.145 \text{ KN}$$

$-G + 1.5V_s < G$ donc il n'y a pas de déversement

L'IPE 240 est vérifiée au stade de montage.

2.2. Etude des poutres IPE400

Combinaison de charge

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times (2.907 + 0.663) + 1.5 \times 1 = 6.32 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } G + Q = 3.57 + 1 = 4.57 \text{ KN/ml}$$

Calcul de réaction des poutres maîtresses sur les solives R_s : C'est l'action des solives au niveau des poutres maîtresses, R_s est calculée par la formule suivante :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

$$L_1 = 4,5 \text{ m} ; \quad L_2 = 6 \text{ m} \quad \text{longueur de deux solives consécutives.} \quad R_s = 5.25 \text{ m}$$

2.2.1. Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{6.32 \times (6)^2}{8} = 28.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1307 \times 10^{-3}}{1,1} = 279,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 28.44 \text{ KN.m} < M_{pl,y} = 279,22 \text{ KN.m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{6.32 \times 6}{2} = 18.96 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

$$A_{vz} = 4270 \text{ mm}^2 \quad ; F_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4270 \times 10^{-3} \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 526.67 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 18.96 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 526.67 \text{ daN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2.3. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 18.96 \text{ KN} < 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 526.67 = 263.34 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2.4. Vérification de la flèche

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 6.32 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2313} = 2.19 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4$$

$$f_{\max} = 2.19 \leq f_{adm} = 2,4 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.2.5. Vérification au déversement

$$-G + 1.5V_s = -3.57 + 1.5 \times 1.17 = -1.815 \text{ KN}$$

$-G + 1.5V_s < G$ donc il n ya pas de déversement

L'IPE 400 est vérifiée au stade de montage.

Partie 2 : Vérification au stade finale

3. Vérification au stade finale

3.1. Etude des solives (IPE240)

Plancher étage courant

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 4,407 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charge

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 4,407 + 1.5 \times 3,5 = 11,2 \text{ KN /m}$$

ELS : $G + Q = 4.407 + 3,5 = 7,907 \text{ daN/m}$

3.1.1. Caractéristique de la dalle mixte

Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\frac{2L_0}{8}; e \right) \quad \text{Avec :} \quad L_0 = L - t_w \approx 6\text{m} : \text{ la longueur de la solive}$$

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

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\frac{2L_0}{8}; e \right) = \min (1,5 ; 1) = 1 \text{ m}$$

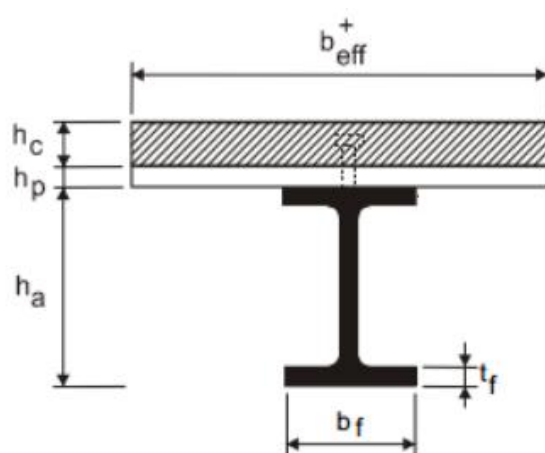


Figure IV.1 : La largeur participante de la dalle en béton (b_{eff})

3.1.2. Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times F_{\text{y}}}{\gamma_{\text{M0}} \sqrt{3}}$$

$$A_{\text{v}} = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_{\text{v}} = 39.1 \times 10^2 - [(2 \times 120 \times 9,8) + (6,2 + 2 \times 15) \times 9,8] = 1203,24 \text{ mm}^2$$

$$F_{\text{y}} = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_{\text{M0}} = 1.1$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{1203,24 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 148,41 \text{ KN}$$

Effort sollicitant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{11,2 \times 6}{2} = 33,6 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 33,6 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 148,41 \text{ KN} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

3.1.3. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 33,6 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 148,41 = 74,2 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

a) *Calcul de la distance de l'axe neutre plastique (Z)*

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 3910 \times \frac{235}{1.1} = 83531,8 \text{ daN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Avec :

$$h_c = h - h_p = 100 - 40 = 60 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_b = 100 \times 60 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \right) = 85000 \text{ daN}$$

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

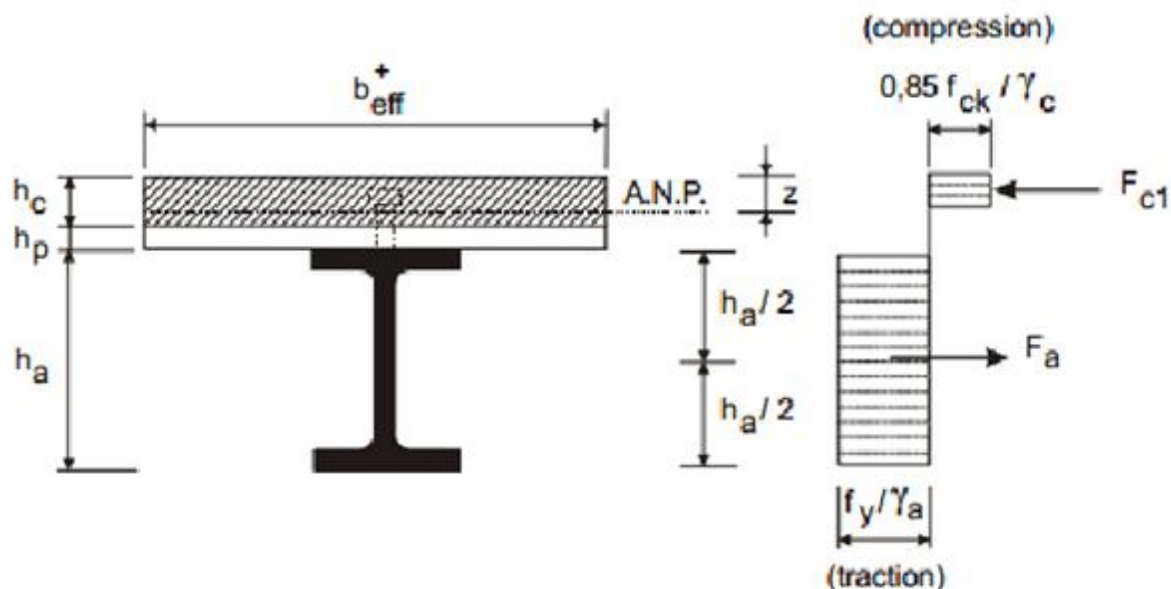


Figure IV.2 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{F_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{83531,8}{100 \times 0,85 \times \frac{250}{1,5}} = 5,9\text{cm} = 59\text{mm}$$

$$Z = 59\text{ mm} < h_c = 60\text{ mm}$$

3.1.4. Vérification du moment de résistance plastique

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_y = M_{Sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{11,2 \times (6)^2}{8} = 50,4\text{KN.m}$$

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 :

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{a}{2} + h_p + h_c - \frac{z}{2} \right) = 83531,8 \times 10^{-2} \left(\frac{240}{2} + 40 + 60 - \frac{59}{2} \right) = 159,128\text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 50,4\text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 159,128\text{ KN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.1.5. Vérification de la flèche

On doit vérifier la condition suivante :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

L = la portée de la solive

I_h = le moment d'inertie homogénéisé (la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique)

E = module d'élasticité de l'acier.

I_a = inertie propre de l'IPE 240 $I_y = 3892 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$A_a = 39.1 \times 10^2 \text{ mm}^2$; $H_a = 240 \text{ mm}$; $h_c = 60 \text{ mm}$; $b_{\text{eff}} = 1 \text{ m}$

a) L'aire de la section homogénéisée

$$A_h = A_a + \left(\frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \right) = 3910 + \left(\frac{1000 \times 60}{15} \right) = 7910 \text{ mm}^2$$

$$A_h \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 7910 \times \left(\frac{240}{2} + 40 \right) = 1265600 \text{ mm}^2$$

$$\frac{b_{\text{eff}} \times h_c^2}{2n} = \frac{1000 \times 60^2}{2 \times 15} = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_h \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p \right) = 1265600 \text{ mm}^2 > \frac{b_{\text{eff}} \times h_c^2}{2n} = 120000 \text{ mm}^2$$

l'axe neutre élastique situe dans le béton à une distance Z_e de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \frac{A_a}{A_h} \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \left(\frac{b_{\text{eff}} \times h_c^2}{A_h \times 2n} \right) = \frac{3910}{7910} \times \left(\frac{240}{2} + 40 + 60 \right) + \frac{1000 \times 60^2}{7910 \times 2 \times 15}$$

$$Z_e = 123,92 \text{ mm}$$

b) Le moment d'inertie homogénéisée

$$I_h = \left[I_a + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right)^2 \right] + \left[\frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = \left[3892 \times 10^4 + 3910 \times \left(\frac{240}{2} + 40 + 60 - 123.92 \right)^2 \right] + \left[\frac{1000 \times 60}{15} \times \left(\frac{60^2}{12} + \left(123.92 - \frac{60}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 69570.65 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 11.2 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 69570.65} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4$$

$$f_{\max} = 0,12 \leq f_{\text{adm}} = 2.4$$

3.2. Etude des poutres IPE400

Combinaison de charge :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times (4,407 + 0.663) + 1.5 \times 3,5 = 12.1 \text{ KN /m}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 5.07 + 3,5 = 8.57 \text{ KN/m}$$

3.2.1. Caractéristiques de la dalle mixte

Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}) :

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\frac{2L_0}{8}; e \right) \quad \text{Avec :} \quad L_0 = L = 6 \text{ m : la longueur de la poutre}$$

$$e : \text{entres axes des poutres} \quad e = 5,25 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left(\frac{2L_0}{8}; e \right) = \min (1,5 ; 5,25) = 1,5 \text{ m}$$

3.2.2. Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times F_y}{\gamma_{\text{M0}} \sqrt{3}}$$

$$A_{\text{v}} = A - [(2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_{\text{v}} = 84,5 \times 10^2 - [(2 \times 180 \times 13,5) + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5] = 2906,9 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_{\text{M0}} = 1.1$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{2906,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 358,42 \text{ KN}$$

Effort sollicitant :

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{12,1 \times 6}{2} = 36,3 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 36,3 \text{ KN} < V_{\text{pl,rd}} = 358,42 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

3.2.3. Interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant :

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 36,3 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl,rd} = 0.5 \times 348,42 = 179,21 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

3.2.4. Vérification du moment de résistance plastique

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

On doit vérifier la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{pl,y}$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{12,1 \times (6)^2}{8} = 54,45 \text{ KN.m}$$

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

Résistance de la section d'acier :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 8450 \times \frac{235}{1.1} = 180522,72 \text{ daN}$$

Résistance de la section du béton :

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Avec :

$$h_c = h - h_p = 100 - 40 = 60 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_b = 1500 \times 60 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5} \right) = 127500 \text{ daN}$$

$F_b < F_a$ donc l'axe neutre se situe dans l'acier.

$$\frac{2b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_a} = \frac{2 \times 180 \times 13,5 \times 235}{1,1} = 103827,2 \text{ daN}$$

$$F_a - F_b = 180522,72 - 127500 = 53022,72 \text{ daN}$$

$$F_a - F_b < \frac{2b_f \times t_f \times f_y}{\gamma_a} \quad \text{L'axe neutre se situe dans la semelle supérieure}$$

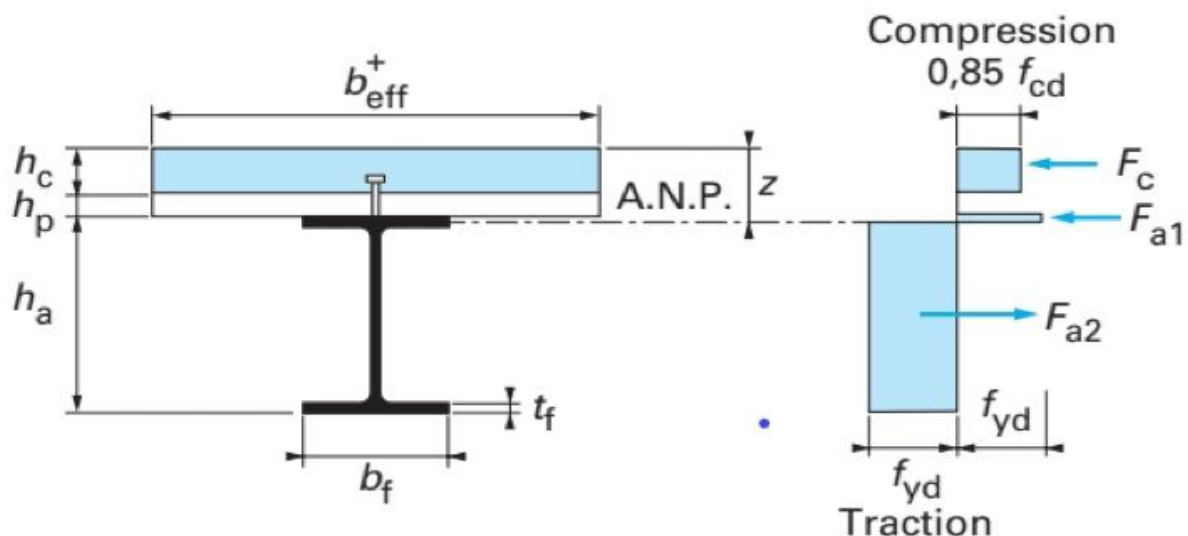


Figure IV.3: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans l'acier

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$Z = \frac{F_a - F_b}{2 \times \frac{f_y \times t_w}{\gamma_a}} + h_p + h_c$$

$$Z = \frac{53022,72}{2 \times \frac{235 \times 13,5}{1,1}} + 40 + 60 = 109,2 \text{ mm}$$

Calcul de $M_{pl,rd}$:

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + \frac{h_c}{2} \right) - (F_a - F_b) \left(Z + \frac{h_p}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 180522,72 \times \left(\frac{0,4}{2} + 0,04 + \frac{0,06}{2} \right) - 53022,72 \times \left(0,109 + \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 48625,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 54,45 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 486,25 \text{ KN.m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

3.2.5. Vérification de la flèche

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

$$l' \text{ IPE 400} \quad I_y = 23130 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A_a = 84,5 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad ; \quad H_a = 400 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 60 \text{ mm} \quad ; \quad b_{\text{eff}} = 1 \text{ m}$$

a) Le moment d'inertie homogénéisée :

$$I_h = \left[I_A + A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z \right)^2 \right] + \left[\frac{b_{\text{eff}} \times h_c}{n} \times \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right] + \left(\frac{b_{\text{eff}} \times h_c^3}{12} \right)$$

$$I_h = \left[23130 + 84,5 \left(\frac{40}{2} + 4 + 6 - 10,9 \right)^2 \right] + \left[\frac{150 \times 6}{15} \times \left(\frac{6^2}{12} + \left(10,9 - \frac{6}{2} \right)^2 \right) \right] + \left(\frac{150 \times 6^3}{12} \right)$$

$$I_h = 63785,04 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On a :

$$f_{\text{max}} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 12,1 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 63785,04} = 0,15$$

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

$$f_{\text{max}} = 0,15 \leq f_{\text{adm}} = 2,4$$

4. Vérification des fissures du béton

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton ferrillée . Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simplement appuyée.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_c}{b \times h_c} \geq 0,2\%$$

$$A_c > 0,002 \times 1000 \times 60 = 1200 \text{ mm}^2 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le choix armature ($\Phi 8$) la section adopter pour 1m est 5T8

$$A_s = \pi r^2 \times 5 = 3,14 \times 0,4^2 \times 5 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 > A_c = 1,2 \text{ cm}^2$$

calcul de l'espacement :

$$e = \frac{100}{N-1} = 25 \text{ cm}$$

5. Calcul de la connexion acier-béton :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

6. Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

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.

Les autres dimensions sont montres sur la figure suivante :

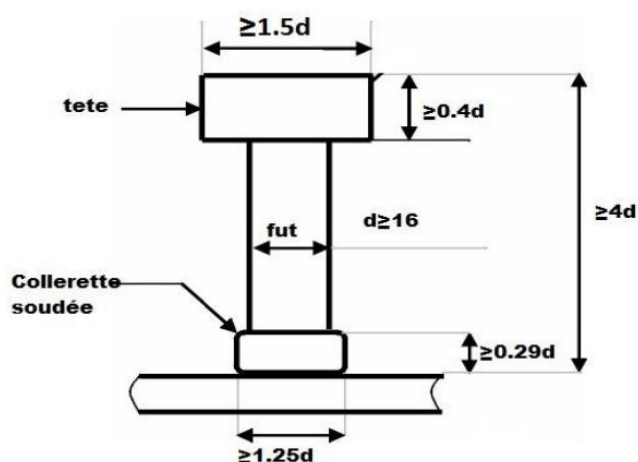


Figure IV.4 : Dimensions minimales des goujons

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles: de hauteur **h = 90 mm** et de diamètre du fût **d = 16mm**.

$$D = 1.5 \times d = 24 \text{ mm}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$H > 4d \rightarrow H > 4 \times 16 = 64 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad H = 90 \text{ mm.}$$

6.1. Calcul du nombre de connecteurs

$$N \geq V_1 / P_{rd}$$

V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

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

6.1.1. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{ll} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{Cisaillement du goujon} \\ 0,29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} & \text{écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

F_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (**25MPa**) .

E_{cm} = **32000 MPa** : module de Young instantané du béton.

F_u = **400 N/mm²** : La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

d = 16 mm : Le diamètre du fût du goujon.

γ_v = **1.25** : Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{16} = 5,625 > 4 \quad \text{donc} \quad a = 1$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 400 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 5,14 \text{ KN} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 32000}}{1,25} = 5,3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Donc : $P_{rd} = 5.14\text{KN}$

6.1.2. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal

$$F_{ct} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \times h_c \times f_{sk} \times b_{eff}}{\gamma_b} + \frac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

A_a : aire de l'élément structural IPE240 = 39.1 cm²

H_c : section efficace de béton : $b_{eff} \times t = 1000 \text{ cm}^2$

$A_{se} = 0$ L'aire de toute armature longitudinale comprimée

f_y : 235 MPa (S235)

γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

F_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (**25MPa**)

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{39,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 83,53 \text{ KN} \\ \frac{0,85 \times 6 \times 100 \times 250}{1,15} = 110,87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_{cf} = 83,53 \text{ daN}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N > \frac{83,53}{5,14} = 16,25 \rightarrow \text{on opte pour } N = 17 \text{ goujons}$$

Espacement entre connecteur :

$$e = \frac{L}{2N} \rightarrow e = \frac{600}{2 \times 17} = 18$$

Donc l'espacement entre les goujons est de $e = 18 \text{ cm}$

7. Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **10 cm** posée sur des solives **IPE 240**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **16mm** espacés de **18 cm** entre eux.

1. Introduction

Ce chapitre est consacré pour étudier les éléments secondaires. à savoir les escaliers et l'acrotère. Pour ce faire, on s'est référé aux différents règlements ou les recommandations données ont été appliqués.

2. Etudes des escaliers

2.1. Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont les largeurs s'appellent l'embranchement, la largeur de la marche s'appelle giron (g) et la hauteur de la contre-marche (h). Nous avons dans notre cas une cage d'escalier droite avec deux volées et un palier de repos.

2.2. Pré-dimensionnement des marches

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

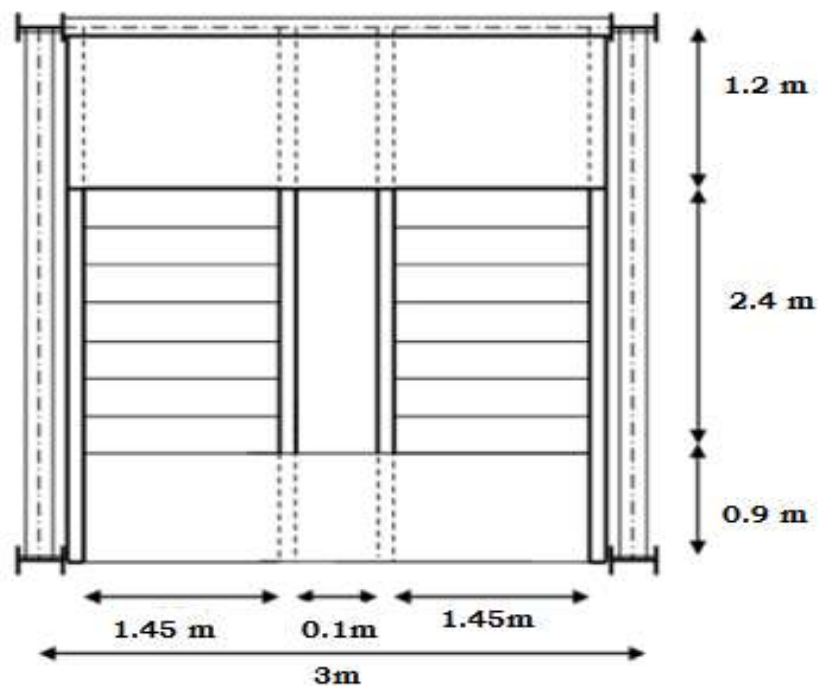


Figure V.1 : Disposition et dimension des éléments des escaliers

a) Choix des dimensions

Formule de BLONDEL :

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

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

$$16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$$

b) Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

La hauteur du RDC : $h = 3.2 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(3.5 \times 3) \text{ m}^2$

La largeur de la volée est : 1.45 m

On admet une hauteur de marche $H = 17,5 \text{ cm}$

On admet une largeur de marche $G = 30 \text{ cm}$

c) Vérification de la formule de BLONDEL

$$2H + G = 2 \times 17,5 + 30 = 65 \text{ cm}$$

$$59 < 65 < 66 \quad (\text{condition vérifiée})$$

b) Nombre totale des marches (n) est :

$$N = \frac{h}{H} = \frac{320}{17,5} = 18 \quad n = 18 \text{ marche}$$

c) Le nombre de contremarche :

$$N = \frac{h}{H}$$

Pour 1ère volée du rez de chaussé :

$$N = \frac{160}{17,5} = 9 \quad n = 9 \text{ Contre marches}$$

Le même nombre de contre marches pour la 2ème volée du rez de chaussé.

$$n' = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ Nombre de marches.}$$

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm}$

2.3. Dimensionnement des éléments porteurs

2.3.1. Dimensionnement de la cornière (support de marche)

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

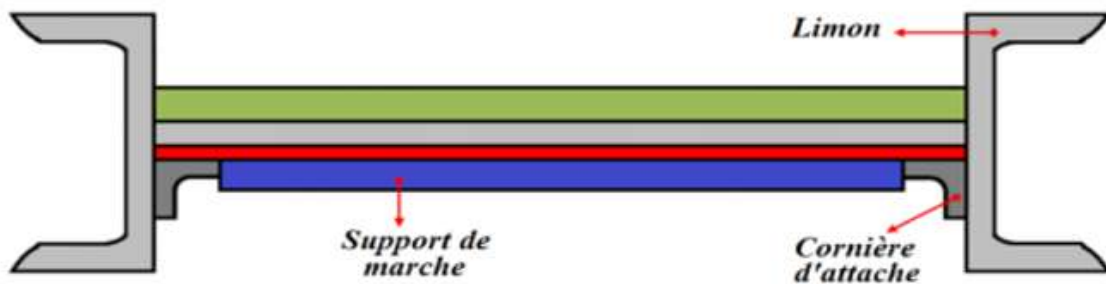


Figure V.2 : Disposition des cornières

La longueur de la marche $L = 1.45$ m

La largeur de la marche $l = G = 0,3$ m

Les cornières sont en acier S235 ($f_y = 23.5$ daN/mm², $E = 21000$ daN/mm²)

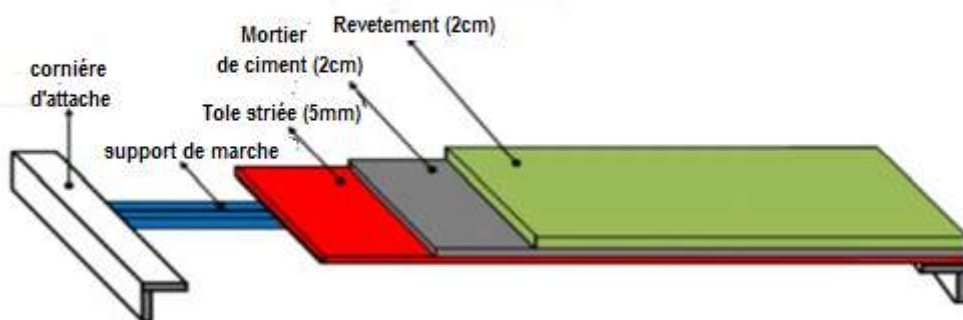


Figure V.3 : Charge reprise par la marche

2.3.2. Détermination de la section de cornière

Evaluation des charges :

Les charges permanentes : (sans poids de profile)

Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$

Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$

Revetment (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0.3$$

$$G = 37.5 \text{ daN/m}^2$$

La charge d'exploitations :

$$Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges (ELS) :

$$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$$

2.4. Pré-dimensionnement des supports de marches :

Condition de flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

Dans notre cas, on a une cornière posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément

Répartie donc la flèche est $f = \frac{5ql^4}{384EI_y}$ et la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{300}$

On aura :

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 112,5 \times 145^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 6.38 \text{ cm}^4$$

Nous choisirons une cornière : $L 50 \times 50 \times 5$ ($I_y = 10.96 \text{ cm}^4$)

Tableau V.1 : Caractéristique et dimension $L 50 \times 50 \times 5$

Profilé	Caractéristique					
	G[Kg/m]	A[cm ²]	h[mm]	b[mm]	t[mm]	
L50×50×5	3.77	4.8	50	50	5	
	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]	W _{ely} [cm ³]	W _{elz} [cm ³]	i _y [cm]	i _z [cm]
	10.96	10.96	3.05	3.05	1.51	1.51

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

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_{\text{cornière}} = (45 + 40 + 40) \times 0.3 + 3.77$$

$$G = 41.27 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges :

ELS :

$$q_{\text{ELS}} = G + Q = 41.27 + 75 = 116.27 \text{ daN/m}$$

ELU :

$$q_{\text{ELU}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 41.27 + 1.5 \times 75 = 168.21$$

2.4.1. Vérification de la flèche (ELU) (poids propre inclus)

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 168.21 \times 1450^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 10.96 \times 10^7} = 4.2 \text{ mm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{1450}{300} = 4.83 \text{ mm}$$

$$F = 4.2 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 4.83 \text{ mm} \quad \text{(condition Vérifiée)}$$

2.4.2. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,rd}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q \times l}{2} = \frac{168.21 \times 1.45}{2} = 121.95 \text{ daN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{4.8 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 5920.46 \text{ daN}$$

$$V_{\text{sd}} = 121.95 \text{ daN} < V_{\text{pl,rd}} = 5920.46 \text{ daN} \quad \text{(condition Vérifiée)}$$

2.4.3. Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{c,rd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{168.21 \times 1.45^2}{8} = 44.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{c,rd}} = \frac{W_{el,y} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3.05 \times 10^{-6} \times 23.5 \times 10^6}{1.1} = 65.15 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 44.2 \text{ daN.m} < M_{\text{c,rd}} = 65.15 \text{ daN.m} \quad \text{(condition Vérifiée)}$$

Remarque :

Pour diverses raisons il est recommandé d'utiliser double cornière comme support de marche pour cela dans les calculs qui suivent seront effectués on considère une section double cornière.

Dimensionnement de la poutre Limon :

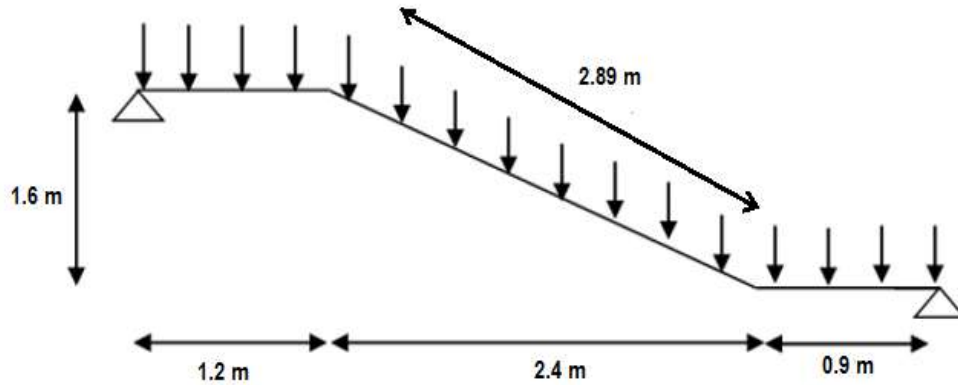


Figure V.4 : Distribution des charges sur un limon

2.5. Détermination de la section du limon

2.5.1. Evaluation des charges

a) *Volée :*

Charge totale :

$$GT = (G1 + G2 + G3) \times d + Pc + PG = (45 + 40 + 40) \times 1,5 + 3,77 \times 2 + 100 = 295.04 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour 1 limon :

$$G = GT / 2 = 295.04 / 2$$

$$G = 147.52 \text{ daN/m}$$

Les charges d'exploitations :

$$\text{Pour 1 limon : } Q = 250 \times \frac{1.45}{2}$$

$$Q = 181.25 \text{ daN/m}$$

b) *Palier :*

Charge totale :

$$GT = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (10 + 300 + 40 + 40) \times 1,50$$

$$GT = 585 \text{ daN/m.}$$

La charge totale pour 1 Limon : $G = GT / 2 ; G = 585 / 2$

$G = 292.5 \text{ daN/m}$.

2.5.2. Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{292.5 \times 1,2 + 147,52 \times 2,89}{4,99} = 156.74 \text{ daN/m}$$

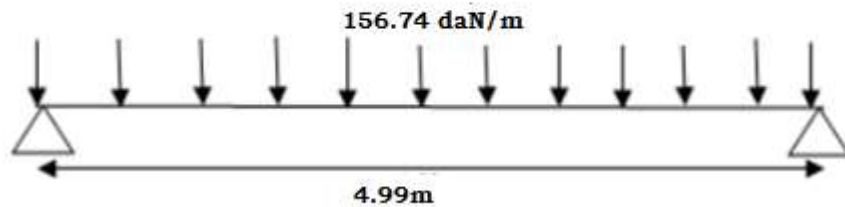


Figure V.5 : Charge équivalente (G)

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times \frac{1,46}{2} = 181,25 \text{ daN/m}$$

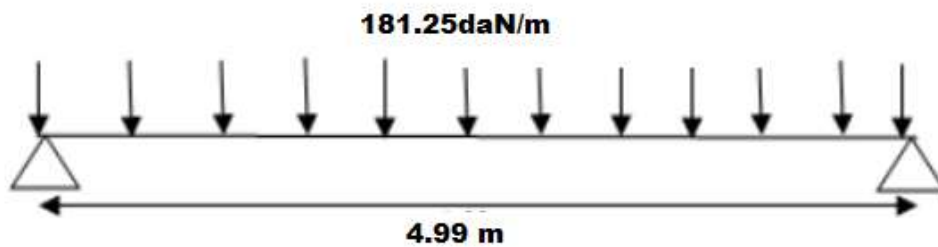


Figure V.6 : Charge équivalente (Q)

2.6. Pré-dimensionnement des limons :

2.6.1. Combinaison de charge :

ELU :

$$q_{ELU} = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq} = 1.35 (156.74) + 1.5 (181.25)$$

$$q_{ELU} = 483.47 \text{ daN/m}$$

ELS :

$$q_{ELS} = G_{eq} + Q_{eq} = 156.74 + 181.25$$

$$q_{ELS} = 337.99 \text{ daN/m}$$

2.6.2. Condition de flèche :

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

$$L = 4.99 \text{ m} = 499 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 337.99 \times 10^{-2} \times 499^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 399.56 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **UPN 180**

Tableau V.2 : Caractéristique et dimension UPN 180

G (kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm²)
22	180	70	133	8	11	28
I_y (cm⁴)	I_z (cm⁴)	W_{ply} (cm³)	W_{plz} (cm³)	i_y (mm)	i_z (mm)	r (mm)
1350	114	179	42,9	6,95	2,02	11

2.6.3. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{483.47 \times 4.09}{2} = 989.25 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{2350 \times 20,4}{1,1 \times \sqrt{3}} = 25161,97 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 989.25 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 25161,97 \text{ daN} \quad \text{(condition Vérifier)}$$

2.6.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{483.47 \times 4.09^2}{8} = 1011.51 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{179 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 3824,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1011.51 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 3824.09 \text{ daN.m} \quad (\text{condition Vérifiée})$$

2.6.5. Vérification au déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

a) Calcul du moment critique au déversement (M_{CR})

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

Avec : $P = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1+P)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2 \times (1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

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

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}{4090^2} \times \sqrt{\frac{5,57 \times 10^9}{114 \times 10^4} + \frac{4090^2 \times 80769,23 \times 9,55 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 38909989.2 \text{ N.mm}$$

b) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 179 \times 10^3}{38909989.2}}$$

$$\lambda_{LT} = 97.57$$

c) Calcul de l'élancement réduit λ_{lt}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{pour les sections de classe 1 et 2})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{97.57}{93,9} \sqrt{1} = 1.03$$

E.3 : Détermination de X_{LT}

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{lt}^2]$$

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

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (1.03 - 0.2) + 1.03^2] = 1.74$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,74 + [1,74^2 - 1,03^2]^{0,5}} = 0,32$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,56 \times 1 \times 179 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 1223,7 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1011,51 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 1223,7 \text{ daN.m}$ **(condition Vérifiée)**

L'UPN 180 convient comme poutre palière.

2.7. Étude de la poutre palière des limons

2.7.1. 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 :

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

$$R = (1,35 \times 156,74 + 1,5 \times 181,25) \times \frac{4,99}{2}$$

$$R = 1206,26 \text{ daN}$$

ELS :

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

$$R = (156,74 + 181,25) \times \frac{4,99}{2}$$

$$R = 883,29 \text{ daN}$$

2.7.2. Charge équivalente :

ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{GARD DE CORP} = \frac{4 \times 1206,26}{4} + 100 = 1306,26 \text{ daN/ml}$$

CHAPITRE V : Étude des éléments secondaires

ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{GARD DE CORP} = \frac{4 \times 883.29}{4} + 100 = 983.29 \text{ daN/ml}$$

2.7.3. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $F_{\max} < F$ pour une poutre bi articulée

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et } f < \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 983.29 \text{ daN/m}$$

$$L = 4.99 \text{ m} = 499 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 9.83 \times 499^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} > 2271.93 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 300** avec $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

Tableau V.3 : Caractéristique et dimension **IPE 300**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)
42.2	300	150	248.6	7.1	10.7	53.8
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	r (mm)
8356	604	628	125	12.5	3.35	15

2.7.4. Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1206.26 \times 4.99^2}{8} = 3753.69 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 13416.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3753.69 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 13416.36 \text{ daN.m} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2.7.5. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1206.26 \times 4.99}{2}$$

$$V_{sd} = 3009.62 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{25.7 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 31699.15 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3009.62 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31699.15 \text{ daN} \quad \text{(condition Vérifié)}$$

2.7.6. Vérification au déversement

La vérification au déversement se fait par la formule suivante :

$$M_{sd} < M_{brd} = \frac{X_{LT} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

a) Calcul du moment critique au déversement (M_{CR})

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

Avec $\vartheta = 0,3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

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.

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

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 604 \times 10^4}{4990^2} \times \sqrt{\frac{126 \times 10^9}{604 \times 10^4} + \frac{4990^2 \times 80769,23 \times 15,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 604 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 180499728.56 \text{ N.mm}$$

b) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 604 \times 10^3}{180499728.56}}$$

$$\lambda_{LT} = 83.23$$

c) Calcul de l'élanement réduit λ_{lt}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{pour les sections de classe 1 et 2})$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{83.23}{93.9} \sqrt{1} = 0.87$$

d) Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } X_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

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

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

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (0.85 - 0.2) + 0.85^2] = 1,37$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.37 + [1.37^2 - 0.87^2]^{0.5}} = 0,42$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times F_Y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,42 \times 1 \times 602 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 5401.58 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3753.69 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 5401.58 \text{ daN.m} \quad \text{(condition Vérifier)}$$

L' **IPE 300** convient comme poutre palière

3. Étude de l'acrotère

3.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (**G**) dû à son poids propre et à un effort horizontal (**Q = 1kN/ml**) dû à la main courante qui engendre un moment (**M**) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

3.2. Evaluation des sollicitations

Surcharge permanent : $G = 172,5 \text{ daN/m}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ daN/ml}$

CHAPITRE V : Étude des éléments secondaires

Effort normal 'N' dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 172.5 \text{ daN}$$

Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1 = 100 \times 0.6 \times 1 = 60 \text{ daN.m}$$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 100 \text{ daN}$

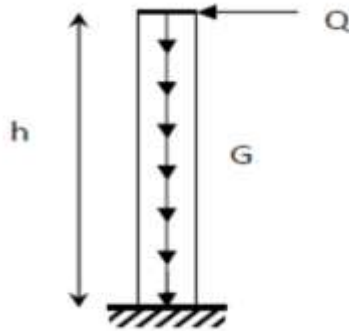


Figure V.7 : les efforts dans l'acrotère

Tableau V.4. Combinaison de charge :

ELU	ELS
$N_u = 1,35 \times N_G = 233 \text{ daN}$	$N_u = N_G = 172,5 \text{ daN}$
$M_u = 1,5 \times M_Q = 90 \text{ daN.m}$	$M_u = M_Q = 60 \text{ daN.m}$
$T_u = 1,5 \times N_h = 150 \text{ daN}$	$T_u = N_h = 100 \text{ daN}$

3.3. Ferrailage

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec : $b \times h = (10 \times 100) \text{ cm}$.

a) *Position du centre de pression*

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{233} = 0,386 \text{ m} = 386 \text{ mm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$$

D'où le centre de pression est à l'extérieur de la section. N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. On calculera la section en flexion simple puis à la flexion composée.

b) *En flexion simple :(sous M_f)*

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

Le moment fictif :

CHAPITRE V : Étude des éléments secondaires

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 233 \times \left(38,6 + \frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 0,9692 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{969,2}{1 \times 80^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,186 \quad ; \quad \beta = 0,996.$$

Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9692,8}{0,996 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 0,349$$

c) En flexion composée ($N_u + M_f$) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{f_e / \gamma_s} = 0,349 - \frac{23,3}{400/1,15} = 0,28$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_u < A_{min} \text{ donc le ferrailage se fera avec } A_{min} \text{ soit } \rightarrow 4 \Phi 8 \text{ avec } A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec : un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Prévoit des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{ Soit } 4\Phi 6 \quad \rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2.$$

3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211) :

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{150}{100 \times 8} = 0,187$$

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ daN}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,1 f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) = \min (2,5, 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,1875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{(pas de risque de cisaillement)}$$

d) : Calcul des armatures à l'ELS :

e) Position de centre de pression :

$$e_s = \frac{M_Q}{N_G} = \frac{600}{172,5} = 34,7 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_s = 34,7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée.

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

CHAPITRE V : Étude des éléments secondaires

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

$$\text{Dans les aciers : } \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

3.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{100 \times 8} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,920 \quad ; \quad K_1 = 47,50$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,92 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,55}{47,5} = 0,85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

3.6. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,92 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 100 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \} \right\}$$

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (acier HA), $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; \max \{ 200 ; 201,63 \} \} = 201,63$$

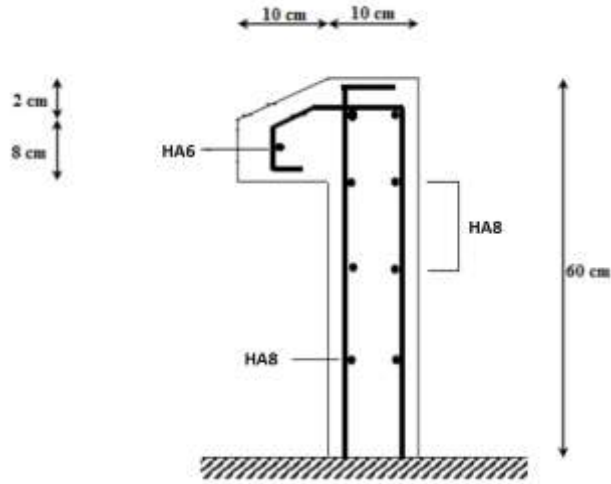
$$\sigma_{st} = 40,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 4HA8 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition 4HA6/ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Le plan de ferrailage est comme suivi :



Figures V.8 : Le plan de ferrailage de l'acrotère

4. Conclusion

Suit au calcul mené si de dessus les éléments si après sont les plus convenable

Partie 1 : modélisation Avec ROBOT

1. Introduction

Pour faire l'étude d'un système il y a plusieurs méthodes manuelles classiques, mais vu la disponibilité d'un logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional), alors notre tâche consiste à introduire des données et avoir à la fin une note de calcul.

2. Description du logiciel ROBOT

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes

3. Etapes de modélisation par le logiciel ROBOT Structural Analysis

3.1. Lancement du logiciel

Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.



Figure VI.1 : la fenêtre de démarrage dans le logiciel ROBOT

3.2. Lignes de construction :

Les lignes de construction ou le grillage de la structure représentent les axes des éléments de la structure à modéliser selon les 3 directions X, Y, Z et les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.

Sur ces lignes et les croisements de lignes on peut par la suite dessiner les barres, les poutres, et les accrocher bout à bout facilement.

Pour cela on a besoin des dimensions de la structure (longueur, largeur, hauteur) et tout le détail des espacements et des dimensions des éléments de la structure et donc le plan détaillé de la structure.

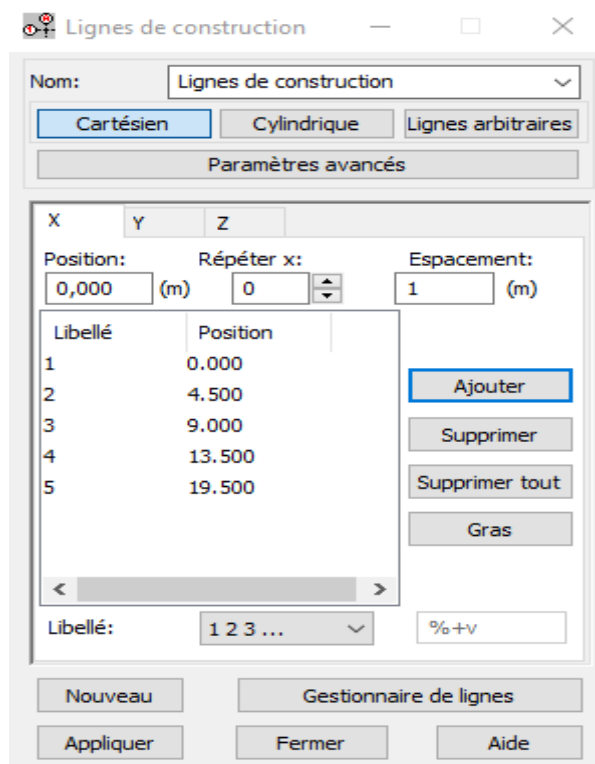


Figure VI.2 : Définition des lignes de construction

On utilise les coordonnées cartésiennes **X, Y, Z** dans le champ **Position** on saisit la valeur de la distance de l'axe qu'on veut dessiner à partir d'un axe de référence **0m** dans le champ répéter x et espacement.

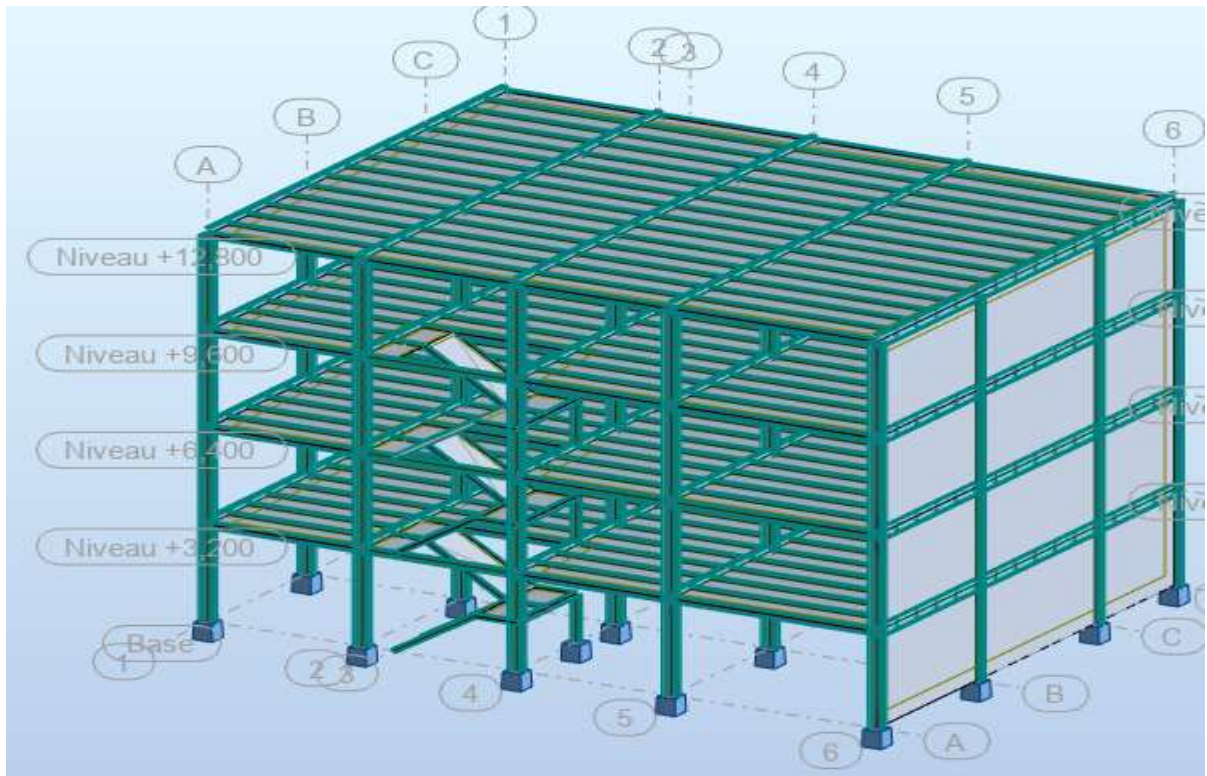


Figure VI.3 : Vue de la structure en 3D

3.3. Chargement :

Les chargements d'une structure consistent à définir les cas de charge selon la nature des charges (permanente, exploitation, vent, sable...) et ensuite l'application des charges (charges linéaire, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge.

Définit les charges suivantes :

G : le poids propre des éléments

G étages = 4.1 KN/m^2 ; **G** terrasse = 6.31 KN/m^2 ; **G** sable = 0.2 KN/m^2

G acrotère = 1.72 KN/m

G murs = 6.72 KN/m

G volée = 1.25 KN/m^2 ; **G** palie = 3.4 KN/m^2

Q étages = 3.5 KN/m^2 **Q** terrasse = 1 KN/m^2

V_{h1;2} = 0.9 KN/m^2

V_s = 1.17 KN/m^2

Q escalier = 2.5 KN/m

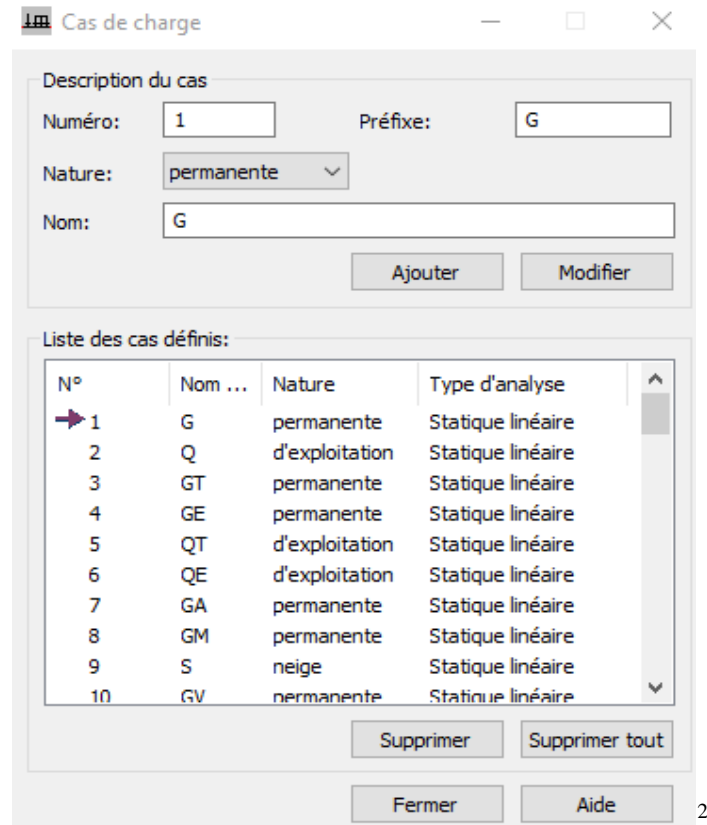


Figure VI.4 : Chargements de structure

On ajoute les différentes combinaisons de charge en utilisant la commande Combinaisons manuelles qui se trouve sur le menu **Charges ► Combinaisons manuelles**.

ELU :

$$1,35 G + 1.5 Q$$

ELS :

$$G + Q$$

Partie 2 : vérification des éléments

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.

2. Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

2.1. Vérification des solives

a) Solives terrasse (IPE240)

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
 TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 518 Poutre_518

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ST INTER (3+1)*1.350+(5+9)*1.500

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: SOLIVE T

h=24.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=12.0 cm	Ay=27.3 cm ²	Az=19.1 cm ²	Ax=39.1 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=3891.6 cm ⁴	Iz=283.6 cm ⁴	Ix=11.6 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=366.7 cm ³	Wplz=73.9 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -0.35 kN	My _{Ed} = -35.087688 kN*m	Mz _{Ed} = 0.035992 kN*m
Vy _{Ed} = 0.01 kN		
Nt _{Rd} = 919.23 kN	My _{pl,Rd} = 86.169565 kN*m	Mz _{pl,Rd} = 17.372775 kN*m
Vy _{T,Rd} = 370.50 kN		
My _{c,Rd} = 86.169565 kN*m		Mz _{c,Rd} = 17.372775 kN*m
Vz _{Ed} = 38.02 kN		
MN _{y,Rd} = 86.169565 kN*m		MN _{z,Rd} = 17.372775 kN*m
Vz _{T,Rd} = 259.72 kN		
Mb _{Rd} = 35.301554 kN*m		Tt _{Ed} = 0.000543 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.000	Mcr = 41.483709 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.406
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.441	fi,LT = 1.653	XLT,mod = 0.410

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.407 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.002 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.168 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.146 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/\sqrt{3}) = 0.000 < 1.000$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/\sqrt{3}) = 0.000 < 1.000$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.994 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 39 ST INTER (1+3+5+9)*1.000

$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 39 ST INTER (1+3+5+9)*1.000



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!

b) Solives étage courant (IPE270)

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 92 Poutre_92

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 SE INTER (4+1)*1.350+6*1.500

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: SOLIVE E

h=27.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=13.5 cm	Ay=31.5 cm ²	Az=22.1 cm ²	Ax=45.9 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.8 cm ⁴	Iz=419.9 cm ⁴	Ix=14.9 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.0 cm ³	Wplz=97.0 cm ³	

Chapitre VI : Modélisation et vérification des éléments

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.11 kN	My,Ed = -37.068239 kN*m	Mz,Ed = 0.017532 kN*m
	Vy,Ed = 0.01 kN	
Nc,Rd = 1079.71 kN	My,Ed,max = -37.068239 kN*m	Mz,Ed,max = -0.017698 kN*m
	Vy,T,Rd = 426.67 kN	
Nb,Rd = 1079.71 kN	My,c,Rd = 113.748225 kN*m	Mz,c,Rd = 22.783955 kN*m
	Vz,Ed = 39.96 kN	
	MN,y,Rd = 113.748225 kN*m	MN,z,Rd = 22.783955 kN*m
	Vz,T,Rd = 300.34 kN	
	Mb,Rd = 48.314592 kN*m	Tt,Ed = 0.000666 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.000	Mcr = 57.358173 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.419
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.408	fi,LT = 1.608	XLT,mod = 0.425

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.000



en z:

kzz = 1.000

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.326 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.001 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.107 < 1.000 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.133 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{fz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.767 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.768 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.768 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 43 SE INTER (1+4+6)*1.000

$$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 43 SE INTER (1+4+6)*1.000



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

2.2.Vérification de poutre principale (IPE450)

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 35 Poutre_35

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 27 PE INTER (4+1)*1.350+6*1.500

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000$ kPa



PARAMETRES DE LA SECTION: PPE INTER

h=45.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=19.0 cm	Ay=63.2 cm ²	Az=50.8 cm ²	Ax=98.8 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.9 cm ⁴	Iz=1675.9 cm ⁴	Ix=63.8 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.9 cm ³	Wplz=276.4 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -23.80 kN	My,Ed = -203.767053 kN*m	Mz,Ed = 0.038905 kN*m
	Vy,Ed = -0.04 kN	
Nt,Rd = 2322.29 kN	My,pl,Rd = 399.951200 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.951180 kN*m
	Vy,T,Rd = 852.29 kN	
	My,c,Rd = 399.951200 kN*m	Mz,c,Rd = 64.951180 kN*m
	Vz,Ed = -178.24 kN	
	MN,y,Rd = 399.951200 kN*m	MN,z,Rd = 64.951180 kN*m
Vz,T,Rd = 687.07 kN		
Mb,Rd = 226.994514 kN*m	Tt,Ed = -0.092567 kN*m	
	Classe de la section = 1	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.000	Mcr = 316.067461 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.545
Lcr,low=6.000 m	Lam_LT = 1.125	fi,LT = 1.262	XLT,mod = 0.568

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.010 < 1.000$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.509 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.001 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.260 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.259 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.016 < 1.000$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.010 < 1.000$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.898 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.0$ cm < $u_{y,max} = L/250.000 = 2.4$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 51 PE INTER (1+4+6)*1.000

$uz = 0.3 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 51 PE INTER (1+4+6)*1.000



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

2.3. Vérification de poteau (HEA400)

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 19 Poteau_19

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.0 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 31 POT INTER (3+4+1)*1.350+(5+6+9)*1.500

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235000.000 \text{ kPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: POTEAU

h= 39.0 cm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=30.0 cm	Ay=126.2 cm ²	Az=57.3 cm ²	Ax=159.0 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.4 cm ⁴	Iz=8563.8 cm ⁴	Ix=191.0 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2562.0 cm ³	Wplz=872.9 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1529.81 kN	My,Ed = 10.759570 kN*m	Mz,Ed = -2.587718 kN*m
	Vy,Ed = -2.53 kN	
Nc,Rd = 3735.98 kN	My,Ed,max = -20.641302 kN*m	Mz,Ed,max = 5.504124 kN*m
	Vy,T,Rd = 1712.19 kN	
Nb,Rd = 3361.32 kN	My,c,Rd = 602.062950 kN*m	Mz,c,Rd = 205.126800 kN*m
	Vz,Ed = -9.81 kN	
	MN,y,Rd = 414.109764 kN*m	MN,z,Rd = 198.737018 kN*m
	Vz,T,Rd = 777.80 kN	Tt,Ed = -0.000630 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.200 m	Lam_y = 0.202
Lcr,y = 3.200 m	Xy = 0.999
Lamy = 19.005	kzy = 0.333



en z:

Lz = 3.200 m	Lam_z = 0.464
Lcr,z = 3.200 m	Xz = 0.900
Lamz = 43.600	kzz = 0.538

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.409 < 1.000$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.026 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))

$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.013 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.047} = 0.001 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.001 < 1.000$ (6.2.6-7)

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.013 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 19.005 < \lambda_{y,max} = 210.000 \quad \lambda_{z} = 43.600 < \lambda_{z,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.442 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.481 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 55 PO INTER (1+3+4+5+6+9)*1.000

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/250.000 = 2.4 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 55 PO INTER (1+3+4+5+6+9)*1.000

Profil correct !!!

3. CONCLUSION

Après avoir terminé les vérifications permettant de satisfaire les conditions de stabilité et de résistance, on représente les différents éléments adoptés dans le tableau ci-dessous. En vérifiant la stabilité des éléments avec le logiciel [REBOT], nous avons dû augmenter la section des éléments par rapport à celles obtenues au pré-dimensionnement.

Tableau VI.1: Les profilés obtenus au pré-dimensionnement et adoptés avec le logiciel REBOT

Élément		profilé obtenu au pré-dimensionnement	profilé adopté
solive	plancher terrasse	IPE 240	IPE 240
	étage courant	IPE 240	IPE 270
poutre principale	plancher terrasse	IPE 400	IPE 450
	étage courant	IPE 400	IPE 450
poutre secondaire	plancher terrasse	IPE 240	IPE 240
	étage courant	IPE 240	IPE 240
poteaux		HEA 360	HEA 400

1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

2. Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelquefois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

Soit bout à bout (éclissage, rabotages)

Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.

Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

3. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

3.1. Les assemblages soudés :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

3.2. Les assemblages boulonnés :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour

Chapitre VII : Étude des assemblages

le cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

On distingue deux types de boulons qui se différencient des caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

Les boulons ordinaires.

Les boulons à haute résistance

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Désignation	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.2
Résistance a la traction f_{yb} (daN/mm ²)	24	32	30	40	48	64	90
Limite d'élasticité f_{ub} (daN/mm ²)	40	40	50	50	60	80	100

3.3. Les assemblages rivetés :

Cette méthode d'assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par la construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnés.

3.4. Les assemblages collés :

C'est le type d'assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettront en outre les divers moments.

Dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage et soudage.

4. Les méthodes de calculs des assemblages :

- Méthode manuel
- Méthode avec le logiciel **REBOT**

Partie 1 : assemblage manuel

4.1. Pied de poteau (HEA400) :

$$N = 776.06 \text{ KN} \quad ; V_z = 47,5 \text{ KN} \quad ; V_y = 12.72 \text{ KN}$$

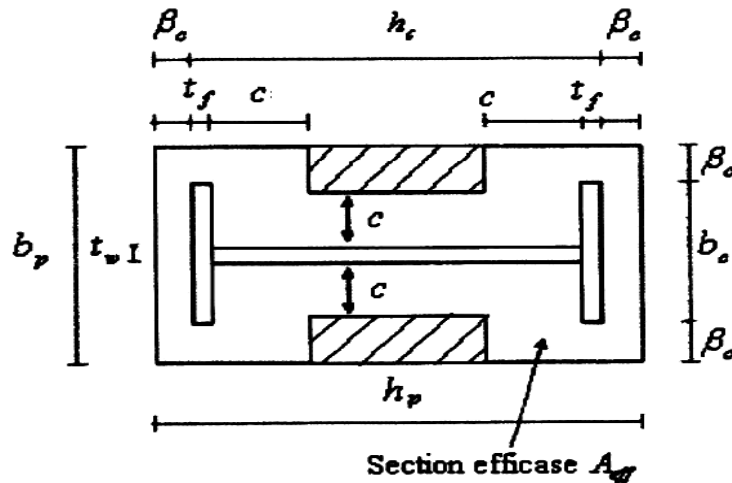


Figure VII.1 : Surface efficace de pied de poteau

4.1.1. Résistance de calcul de béton :

On a : 4 barres d'ancrage donc :

$$N_{sd} = \frac{N}{4} = 194 \text{ KN}$$

$$a_{cc} = 0.85$$

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{390 \times 300} \left(\frac{194 \times 10^3}{14,2} \right)^2 = 1595,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{194 \times 10^3}{14,2} = 13662 \text{ mm}^2 \text{ qui est le plus grand}$$

4.1.2. Choix du type la plaque d'assise :

$$A_{co} = 13662 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 390 \times 300 = 111150 \text{ mm}^2$$

Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$$b_p > b_{fc} + 2 \times t_{fc} = 300 + 2 \times 19 = 338 \text{ mm} \quad \text{on prend} \quad b_p = 360$$

$$h_p > h_{fc} + 2 \times t_{fc} = 390 + 2 \times 19 = 428 \text{ mm} \quad \text{on prend} \quad h_p = 450$$

donc :

$$A_{CO} = 450 \times 360 = 162000 \text{ mm}^2$$

4.1.3. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c) = -(300 - 11 + 390) = -679 \text{ mm}$$

$$C = \left(\frac{N_{sd}}{2 \times f_{jd}} \right) - (2 \times b_{fc} t_{fc} + 4 \times t_{fc}^2 + 0,5 \times h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = \left(\frac{194000}{2 \times 14,2} \right) - (2 \times 300 \times 19 + 4 \times 19^2 + 0,5 \times 390 \times 11 - 19 \times 11)$$

$$C = 7949 \text{ mm}^2$$

a) La largeur additionnelle est de :

$$c = \frac{679 - \sqrt{679^2 - 4 \times 2 \times 7949}}{2 \times 2} = 12,14 \text{ mm}$$

b) L'épaisseur minimale de la plaque :

$$t_p \geq \frac{c}{\sqrt{f_y / (3 f_{jd} \times \gamma_{M0})}} = \frac{12,14}{\sqrt{235 / (3 \times 14,2 \times 1,25)}} = 5,78 \text{ mm}$$

c) Calcule de la largeur d'appui additionnelle c :

En posant l'épaisseur de la plaque $t = 15 \text{ mm}$

$$C = t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5}$$

$$c = 15 \times \left(\frac{235}{3 \times 14,2 \times 1,1} \right)^{0,5} = 33,6 \text{ mm}$$

Soit $c = 35 \text{ mm}$

$$C = 35 \text{ mm} \leq (h_c - 2t_{fc}) / 2 = (390 - 2 \times 19) / 2 = 176 \text{ mm}$$

d) Calcul de la section efficace A_v : (surface résistante)

La plaque d'assise est de projection courte :

$$A_v = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_v = 2(300 + 2 \times 30)(35 + 30 + 19) + (390 - 2 \times 45 - 2 \times 19)(2 \times 45 + 11)$$

$$A_v = 86942 \text{ mm}^2$$

Chapitre VII : Étude des assemblages

Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

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

$$N_{Rd} = A_v \times f_{jd} = 86942 \times 14,2 \times 10^2 = 1234,57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 194 \text{ KN} < N_{Rd} = 1234,57 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

4.1.4. Vérification de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

a) Calcul de moment résistant M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}}$$

$$M_{rd} = \frac{15^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1,1} = 8,01 \text{ KNm/m}$$

b) Calcul le moment de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{(c^2/2) \times N_{sd}}{A_v}$$

$$M_{sd} = \frac{(35^2/2) \times 194}{86942} = 1,36 \text{ KN.m/mm}$$

$$M_{sd} = 1,36 \text{ KNm/m} < M_{Rd} = 8,1 \text{ KNm/m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

4.1.5. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{sd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,2 \times 194 = 38,8 \text{ KN}$$

$C_{f,d}$: Coefficient de frottement, une valeur de 0,2 est spécifiée

$$V_{sd} = 47,5 \text{ KN} > F_{v,Rd} = 38,8 \text{ KN} \quad (\text{condition non vérifiée})$$

la résistance au cisaillement au scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence .

4.1.6. Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b F_{vb,Rd}$$

Ou :

$F_{f.Rd}$: Résistance

$$F_{f.Rd} = 0,2 \times N_{sd} = 38,8 \text{ KN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003f_y = 0,3695$$

n : nombre de tiges

Pour quatre tiges **M16** de classe **4.6**

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{0,369 \times 400 \times 240 \times 10^{-3}}{1,25} = 28,34 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = 38,9 + 2 \times 28,34 = 95,6 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 47,5 \text{ KN} < F_{v.Rd} = 95,6 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

4.1.7. Résistance des tiges d'ancrages a l'effort de soulèvement :

combinaison de soulèvement : -G + 1.5 V

$$N_{sd} = -3,315 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12,72 \text{ KN}$$

4.1.8. Résistance des tiges d'ancrages a la resistance:

Condition a vérifie :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t.Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 157 \times 10^{-3}}{\gamma_{M2}} = 45,2 \text{ KN}$$

$$\frac{12,72/4}{28,34} + \frac{3,32/4}{45,2} = 0,13 < 1 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

4.1.9. Résistance des tiges d'ancrages a l'adhérence :

$$N_{sd}/2 \leq F_{anc.Rd}$$

Chapitre VII : Étude des assemblages

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (L_2 + 6,4L_3 + 3,5l_4)$$

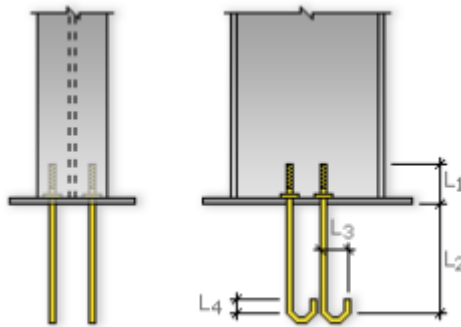


Figure VII.2 : Les dimensionnements des tiges d'ancrages

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$L_3 = 3 \times d \quad ; \quad L_4 = 2 \times d \quad ; \quad L_2 = 20 \times d$$

$$L_3 = 3 \times d = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}$$

$$L_4 = 2 \times d = 2 \times 16 = 32 \text{ mm}$$

$$L_2 = 20 \times d = 20 \times 16 = 320 \text{ mm}$$

$$l_b = 320 + 6,4 \times 48 + 3,5 \times 32 = 740 \text{ mm}$$

la longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rqd} = 0,144 \times d \times \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

4.1.10. Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance de compression du béton

$\gamma_c : 1,15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \sqrt{25}}{1,15} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b.rqd} = 0,144 \times 16 \times \frac{400}{1,2} = 768 \text{ mm}$$

Donc La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage devient :

$$F_{anc.Rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times l_{b.rqd}$$


Chapitre VII : Étude des assemblages

$$F_{anc.Rd} = 3,14 \times 16 \times 1,2 \times 768 = 46,3 \text{ KN}$$

$$N_{sd}/2 = 3,32/2 = 1,16 < 46,3 \text{ KN}$$

(condition vérifiée)


Partie 2 : assemblage avec logiciel robot



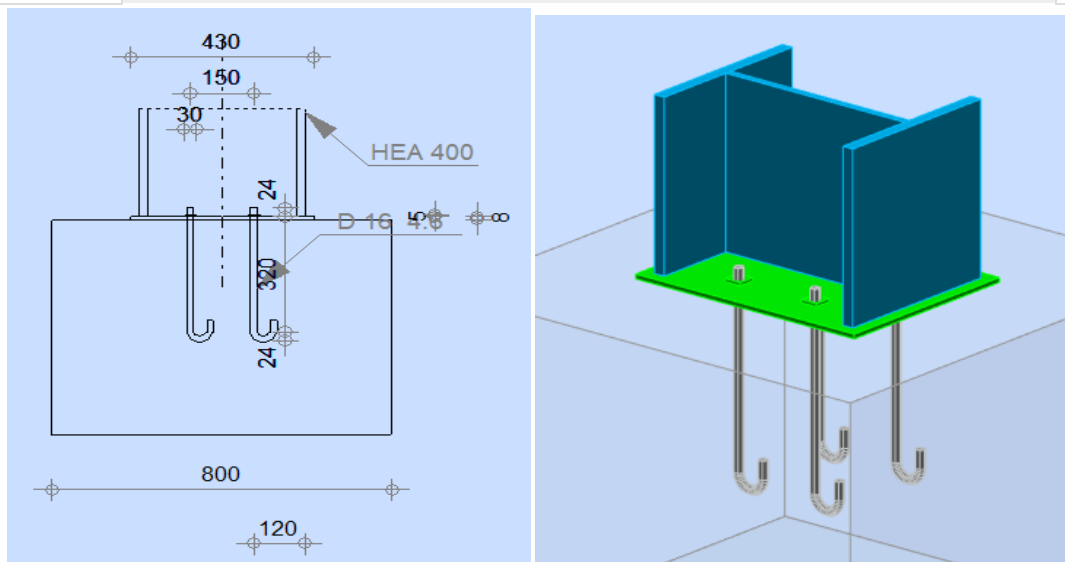
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,576



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé
Noeud de la structure: 39
Barres de la structure: 20

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:		HEA 400
Barre N°:		20
$L_c =$	3,200	[m] Longueur du poteau
$a =$	0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

Chapitre VII : Étude des assemblages

$L_c =$	3,200	[m]	Longueur du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	159,0	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,4	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 235			
$f_{yc} =$	235000,000	[kPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360000,000	[kPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	430	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	340	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	8	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_{ypd} =$	235000,000	[kPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360000,000	[kPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240000,000	[kPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400000,000	[kPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$A_s =$	1,6	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,0	[cm ²] Aire de la section du boulon
$n_v =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_H =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_H =$	150	[mm] Ecartement
$e_v =$	190	[mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	24	[mm]
$L_2 =$	320	[mm]
$L_3 =$	48	[mm]
$L_4 =$	32	[mm]

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel
$g_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel
$g_c =$	1,500	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	800	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	800	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	600	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C25/30
$f_{ck} =$	25000,000 [kPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	0	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12000,000	[kPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,300		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	7	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	---	------	-------------------------------------

EFFORTS

Cas:		Calculs manuels
$N_{j,Ed} =$	-776,06 [kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	12,72 [kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	47,50 [kN]	Effort tranchant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16666,667 [kPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	23247,368 [kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$			
$c =$	15 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	48 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	329 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	159,3 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	1160,9 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	716,76 [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$b_j =$	0,667	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = b_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$			
$f_{jd} =$	29993,074 [kPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	448,9 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	1346,33 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE			
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	1346,33 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,576 < 1,000	vérifié	(0,576)
---------------------------------------	---------------	---------	---------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$a_{d,y} =$	1,389	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,y} =$	1,000	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} =$	2,500	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot a_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / g_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	92,16 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} =$	2,593	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,z} =$	1,000	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,500	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot a_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / g_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	92,16 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b =$	0,368	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	2,0 [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	400000,000 [kPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

Chapitre VII : Étude des assemblages

$F_{2,vb,Rd} = a_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / g_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 23,68$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER		
$N_{RK,c} = 113,78$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,000$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$g_{Mc} = 2,160$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{RK,c} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 105,35$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
ECRASEMENT DU BORD DU BETON		
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$		
$V_{RK,c,y}^0 = 111,3$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y} = 0,710$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y} = 1,000$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,y} = 0,913$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} = 1,000$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} = 1,000$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} = 1,000$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,160$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = 33,45$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$		
$V_{RK,c,z}^0 = 122,5$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} = 0,626$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} = 1,000$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,z} = 0,888$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1,000$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1,000$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1,000$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2,160$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = 31,50$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
GLISSEMENT DE LA SEMELLE		
$C_{f,d} = 0,300$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 776,06$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 232,82$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTROLE DU CISAILLEMENT		
$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 327,53$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,039 < 1,000$	vérifié (0,039)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 327,53$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,145 < 1,000$	vérifié (0,145)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,184 < 1,000$	vérifié (0,184)

SOUDEURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

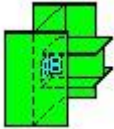
$s^{\wedge} = 31240,927$ [kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} = 31240,927$ [kPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$s^{\wedge} =$	31240,927	[kPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_{yII} =$	1542,566	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} =$	9638,799	[kPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0,800		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,121 < 1,000	vérifié (0,121)
$\ddot{O}(s^{\wedge^2} + 3.0 (t_{yII}^2 + t_{zII}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,174 < 1,000	vérifié (0,174)
$\ddot{O}(s^{\wedge^2} + 3.0 (t_{zII}^2 + t_{yII}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,180 < 1,000	vérifié (0,180)

Ratio 0,576


Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme



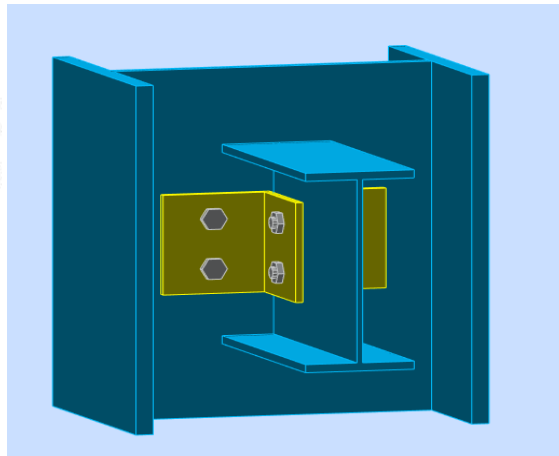
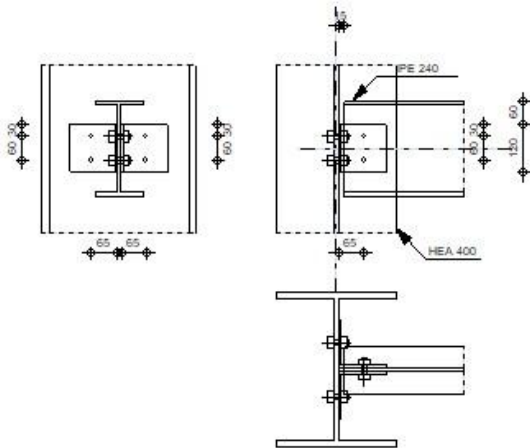
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,955



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 40
 Barres de la structure: 20, 49

GEOMETRIE

Chapitre VII : Étude des assemblages

POTEAU

Profilé:	HEA 400		
Barre N°:	20		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	159,0	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,4	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235		
$f_{yc} =$	235000,000	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	360000,000	[kPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 240		
Barre N°:	49		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,1	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,6	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235000,000	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360000,000	[kPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 120x8		
$h_k =$	120	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	120	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	13	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	120	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235		
$f_{yk} =$	235000,000	[kPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360000,000	[kPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400000,000	[kPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons

Chapitre VII : Étude des assemblages

Classe =	4.6	Classe du boulon
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,1 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400000,000 [kPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas:	Calculs manuels		
N _{b,Ed} =	5,96 [kN]	Effort axial	
V _{b,Ed} =	26,30 [kN]	Effort tranchant	
M _{b,Ed} =	0,210000 [kN*m]	Moment fléchissant	

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} =	29,5 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	F _{v,Rd} =	0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} =	33,1 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} =	0.9*f _u *A _s /γ _{M2}

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

k _{1x} =	2,500	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,500 > 0,000		vérifié
α _{bx} =	1,000	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,000 > 0,000		vérifié
F _{b,Rd1x} =	110,88 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2}

Direction z

k _{1z} =	2,500	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1z} = min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,500 > 0,000		vérifié
α _{bz} =	1,000	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} = min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	1,000 > 0,000		vérifié
F _{b,Rd1z} =	110,88 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1z} = k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t _i /γ _{M2}

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

Chapitre VII : Étude des assemblages

$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 80,64$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,667$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,667 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 53,76$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,8955$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 6,58$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 14,93$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 14,93$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 6,58$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 16,31$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 80,64$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 53,76$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 14,93 < 80,64$	vérifié (0,185)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 6,58 < 53,76$	vérifié (0,122)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$16,31 < 29,56$	vérifié (0,552)

Traction des boulons

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_{0t} = 1,0320$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 18,69$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$18,69 < 33,12$	vérifié (0,564)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 16,31$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,955 < 1,000$	vérifié (0,955)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 59,1$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
------------------------	--	---

Pression du boulon sur la poutre

Direction x		
$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

Chapitre VII : Étude des assemblages

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 62,50$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 62,50$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la cornière			
Direction x			
$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 161,28$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,667$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,667 > 0,000$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 107,52$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau		
$M_0 = 2,0641$ [kN* 50 m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 2,98$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 13,15$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 34,40$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z		$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 37,38$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 13,15$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 39,63$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 62,50$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 62,50$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 37,38 < 62,50$	vérifié	(0, 598)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 13,15 < 62,50$	vérifié	(0, 210)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$39,63 < 59,11$	vérifié	(0, 670)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 3,6$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 7,6$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 206,79$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$0.5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 2,98 < 206,79$	vérifié	(0, 014)

Chapitre VII : Étude des assemblages

POUTRE

$A_{nt} =$	2,8 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	5,3 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	151,85 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	5,96 < 151,85	vériifié	(0,039)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	3,8 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	5,4 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	127,9 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	13,15 < 127,99	vériifié	(0,103)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,6 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	7,9 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	145,2 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	26,30 < 145,20	vériifié	(0,181)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	5,1 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	3,9 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,687 < 0,816		
$W_{net} =$	18,4 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	4,328971 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	1,032075 < 4,328971	vériifié	(0,238)
$A_v =$	9,6 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	7,2 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	130,25 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	13,15 < 130,25	vériifié	(0,101)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

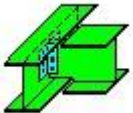
$A_t =$	8,3 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	6,4 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,698 < 0,816		
$W_{net} =$	55,7 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	13,088833 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	2,064150 < 13,088833	vériifié	(0,158)
$A_v =$	14,9 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	

Chapitre VII : Étude des assemblages

$A_v = 14,9$ [cm ²] Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 13,0$ [cm ²] Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$
$V_{pl,Rd} = 201,89$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 26,30 < 201,89$	vérifié (0,130)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,955



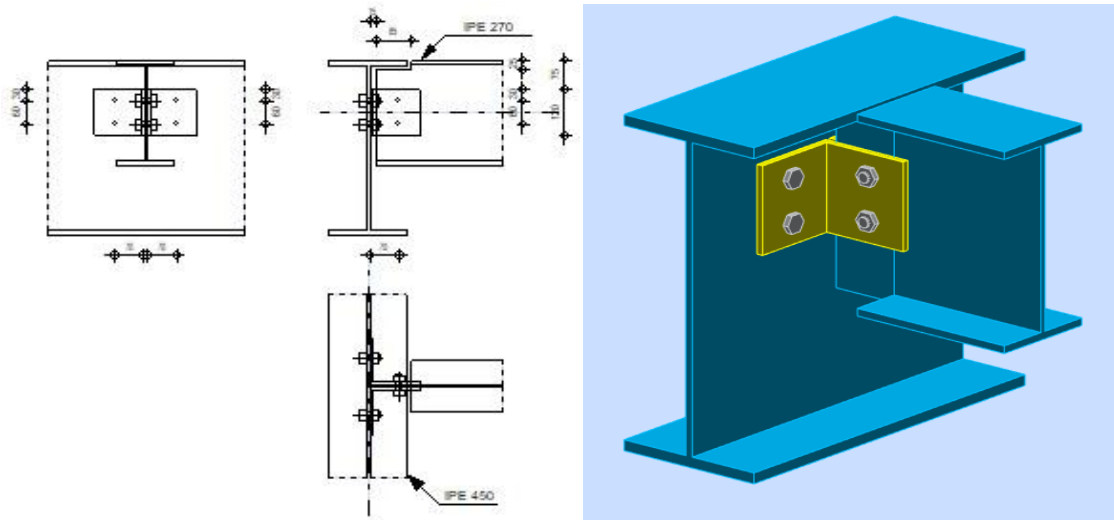
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,975



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : P-SOLIVE E
 Noeud de la structure: 72
 Barres de la structure: 27, 96

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 27
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 450$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{rg} = 190$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale

Chapitre VII : Étude des assemblages

Profilé:	IPE 450	
$t_{fg} =$	15 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	21 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	98,8 [cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	33742,9 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	S 235	
$f_{yg} =$	235000,000 [kPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	360000,000 [kPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 270	
Barre N°:	96	
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	270 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	135 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7 [mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	45,9 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	5789,8 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{yb} =$	235000,000 [kPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360000,000 [kPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25 [mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0 [mm]	Encoche inférieure
$l =$	85 [mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 120x8	
$h_k =$	120 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	120 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	13 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	120 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235	
$f_{yk} =$	235000,000 [kPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360000,000 [kPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400000,000 [kPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

Chapitre VII : Étude des assemblages

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe du boulon
d =	14 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,1 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400000,000 [kPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	30 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60 [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

γ _{M0} =	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: 19: SE INTER (4+1)*1.350+6*1.500

N _{b,Ed} =	-0,31 [kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	27,29 [kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,002412 [kN*m]	Moment fléchissant

Resultats

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

F _{v,Rd} =	29,5 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	F _{v,Rd} =
=	6]	boulon	0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} =	33,1 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} =
=	2]		0.9*f _u *A _s /γ _{M2}

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x			
k _{1x} =	2,500	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,500 > 0,000	vérifié	
α _{bx} =	1,000	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,000 > 0,000	vérifié	
F _{b,Rd1x} =	94,75 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
Direction z			
k _{1z} =	2,500	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1z} = min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,500 > 0,000	vérifié	
α _{bz} =	1,000	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} = min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	1,000 > 0,000	vérifié	
F _{b,Rd1z} =	94,75 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1z} = k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t _i /γ _{M2}

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
k _{1x} =	2,500	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,500 > 0,000	vérifié	
α _{bx} =	1,000	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,000 > 0,000	vérifié	

Chapitre VII : Étude des assemblages

$F_{b,Rd2x} = 80,64$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,667$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,667 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 53,76$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 73$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 1,0001$ [kN* 88 m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 6,82$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 16,67$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 16,67$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 6,82$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 18,01$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 80,64$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 53,76$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 16,67 < 80,64$	vérifié (0, 207)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$6,82 < 53,76$	vérifié (0, 127)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$18,01 < 29,56$	vérifié (0, 609)

Traction des boulons

$e = 75$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 1,020$ [kN* 498 m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
$F_{t,Ed} = 16,93$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$16,93 < 33,12$	vérifié (0, 511)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 18,01$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,975 < 1,000$	vérifié (0, 975)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 591$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x		
$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 66,53$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié

Chapitre VII : Étude des assemblages

$\alpha_{bz} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 66,53$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la cornière		
Direction x		
$k_{1x} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,000$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,000 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 161,28$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,500$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,500 > 0,000$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,667$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,667 > 0,000$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 107,52$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 75$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 2,0409$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,15$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 13,65$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 34,02$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 34,17$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 13,65$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 36,79$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 66,53$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$r_{dx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 66,53$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$r_{dz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 34,17 < 66,53$	vérifié (0,514)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 13,65 < 66,53$	vérifié (0,205)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$36,79 < 59,11$	vérifié (0,622)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 3,4$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 5,4$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 122,2$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 13,65 < 122,23$	vérifié (0,112)

Chapitre VII : Étude des assemblages

POUTRE

$A_{nt} =$	3,1 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	7,8 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	150,3 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	27,29 < 150,36		0,181) vérifié

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

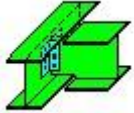
$A_t =$	4,8 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	3,6 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,674 < 0,816		
$W_{net} =$	18,4 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	4,328971 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	1,020498 < 4,328971	vérifié	0,236
$A_v =$	9,6 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_f$
$A_{v,net} =$	7,2 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	130,25 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	13,65 < 130,25	vérifié	0,105

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	8,0 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	6,1 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,678 < 0,816		
$W_{net} =$	61,7 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	14,509680 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	2,040995 < 14,509680	vérifié	0,141
$A_v =$	16,2 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	14,2 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	219,39 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	27,29 < 219,39	vérifié	0,124

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,975

Chapitre VII : Étude des assemblages



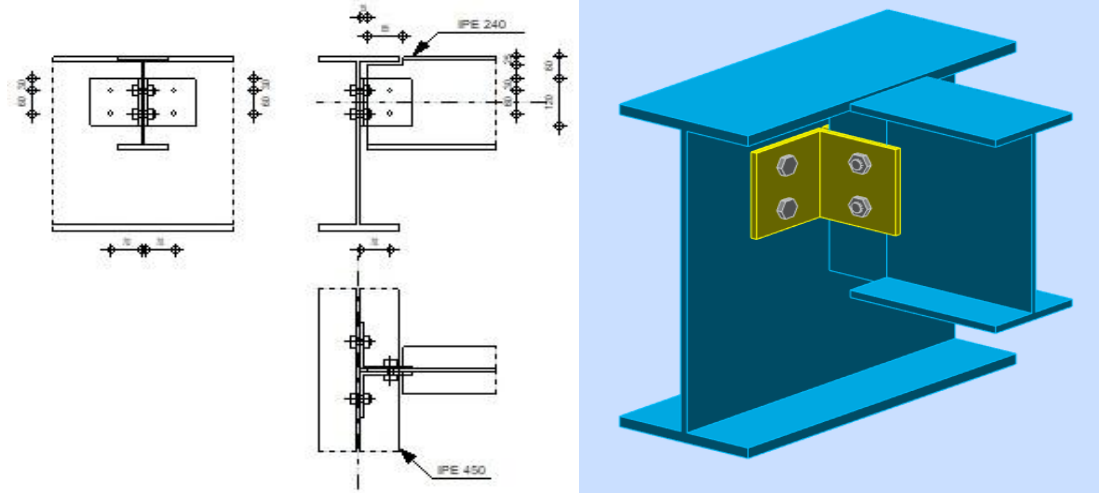
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,944



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : P-SOLIVE T
Noeud de la structure: 344
Barres de la structure: 396, 514

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 396
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 450$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{rg} = 190$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 98,8$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 33742,9$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: S 235
 $f_{yg} = 235000,000$ [kPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 360000,000$ [kPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 240
Barre N°: 514
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 240$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 120$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

Chapitre VII : Étude des assemblages

Profilé:	IPE 240	
$r_b =$	15 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,1 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,6 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235	
$f_{yb} =$	235000,000 [kPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360000,000 [kPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25 [mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0 [mm]	Encoche inférieure
$l =$	85 [mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 120x8	
$h_k =$	120 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	120 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	13 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	120 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 235	
$f_{yk} =$	235000,000 [kPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360000,000 [kPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400000,000 [kPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe du boulon
$d =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	15 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,1 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,5 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400000,000 [kPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,000	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 16: ST INTER (3+1)*1.350+(5+9)*1.500

$N_{b,Ed} =$	0,26	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	26,34	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,012837	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	29,5	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un			
	=	6	boulon			$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	33,1	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction			$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$
		2				

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} =$	2,500	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,500	> 0,000	vérifié
$\alpha_{bx} =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,000	> 0,000	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	94,75	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
			$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,500	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,500	> 0,000	vérifié
$\alpha_{bz} =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,000	> 0,000	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	94,75	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
			$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2,500	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,500	> 0,000	vérifié
$\alpha_{bx} =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,000	> 0,000	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	80,64	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
			$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,500	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,500	> 0,000	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,667	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,667	> 0,000	vérifié
$F_{b,Rd2z} =$	53,76	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale
			$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Chapitre VII : Étude des assemblages

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e =$	73 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 =$	$\frac{0,9625}{73}$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	6,58 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	16,04 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	16,04 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	6,58 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	17,34 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	80,64 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	53,76 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 16,04 < 80,64$	vérifié	(0, 199)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 6,58 < 53,76$	vérifié	(0, 122)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$17,34 < 29,56$	vérifié	(0, 587)

Traction des boulons

$e =$	75 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} =$	$\frac{0,990}{060}$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} =$	16,57 [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$16,57 < 33,12$	vérifié	(0, 500)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} =$	17,34 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,944 < 1,000$	vérifié	(0, 944)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	59,1 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon		$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	-----------	--	--	---

Pression du boulon sur la poutre

Direction x				
$k_{1x} =$	2,500	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,500 > 0,000$	vérifié	
$\alpha_{bx} =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$1,000 > 0,000$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} =$	62,50 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z				
$k_{1z} =$	2,500	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		$2,500 > 0,000$	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	1,000	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$1,000 > 0,000$	vérifié	

Chapitre VII : Étude des assemblages

$F_{b,Rd1z} = 62,50$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,500 > 0,000$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,000$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,000 > 0,000$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 161,28$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \alpha_{bx} f_u d^* t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,500$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,500 > 0,000$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,667$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,667 > 0,000$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 107,52$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \alpha_{bz} f_u d^* t / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 75$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_0 = 1,9801$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$F_{Nx} = 0,13$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$$

$F_{Vz} = 13,17$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$$F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 33,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{Mz} = 0,00$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z

$$F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{x,Ed} = 33,13$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 13,17$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 35,65$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$F_{Rdx} = 62,50$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 62,50$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|33,13| < 62,50$ **vérifié** (0,530)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|13,17| < 62,50$ **vérifié** (0,211)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $35,65 < 59,11$ **vérifié** (0,603)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 3,6$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,8$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 195,94$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0,5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,13| < 195,94$ **vérifié** (0,001)

POUTRE

$A_{nt} = 2,8$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,9$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 160,27$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,26| < 160,27$ **vérifié** (0,002)

Chapitre VII : Étude des assemblages

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	3,4 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	5,4 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	122,2 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	13,17	< 122,23	vérifié (0,108)

POUTRE

$A_{nt} =$	2,9 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	6,4 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	128,63 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	26,34	< 128,63	vérifié (0,205)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	4,8 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	3,6 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,676	< 0,816	
$W_{net} =$	18,4 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	4,328971 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	0,990060	< 4,328971	vérifié (0,229)
$A_v =$	9,6 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	7,2 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	130,25 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	13,17	< 130,25	vérifié (0,101)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	6,7 [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	4,8 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,650	< 0,816	
$W_{net} =$	44,9 [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	10,540492 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	1,980120	< 10,540492	vérifié (0,188)
$A_v =$	13,3 [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	11,5 [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	180,86 [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	26,34	< 180,86	vérifié (0,146)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,944

1. Introduction

Ce chapitre est consacré de la partie infrastructure de l'ouvrage étudié, le type de la fondation a de quoi a cette structure est déterminée en tenons compte de la nature d sol et des charges qu'ils luisent serons transmise. Pour ce faire, un calcul suivant les règlements [RPA 99] est mené soigneusement.

2. Types de fondation

On trouve trois types de fondation :

2.1. Fondation superficielle

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux

2.2. Fondation profonde

- Pieux
- Parois moulées

2.3. Fondation semi profonde

- Puits

3. Choix du type de fondation

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

- 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
- L'environnement
- La facilité d'exécution
- L'économie

Le choix porte sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité d'exécution (coffrage)

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base. S : surface d'appuis sur le sol.

σ_{sol} : la capacité portante du sol.

Le sol est non agressif vis-à-vis du béton ordinaire (des traces de sulfates), dans ce cas l'agressivité de sol est classée (A1 : pas de recommandations particulières).

4. Caractéristique des matériaux

4.1. Béton

A l'ELU :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPA}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$\gamma_b = 1,5$ situation courante

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

$\theta = 1$ si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

A l'ELS :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

4.2. Acier

Contrainte limite de l'acier HA :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$\gamma_b = 1,15$ situation courante

$\gamma_b = 1$ situation accidentelle

A l'ELS

$\sigma_{st} = f_e$ si : la fissuration est peu nuisible.

$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_c; \sqrt[110]{n \cdot f_{tj}})\right)$ si : la fissuration est préjudiciable

$\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \cdot ftj} \right)$ si : la fissuration est très préjudiciable

On a : fissuration Préjudiciable donc

$$\min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5f_e ; \sqrt[110]{n \cdot ftj}) \right) = 200 \text{MPa}$$

Avec :

n : est un coefficient qui dépend du type d'acier :

n=1.6 pour des HA > 6mm et n= 1.3 pour des HA < 6mm

n= 1 pour des ronds lisses

5. Choix du type de fondation

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = **2 bars**) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** »

6. Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

7. Etude des semelles

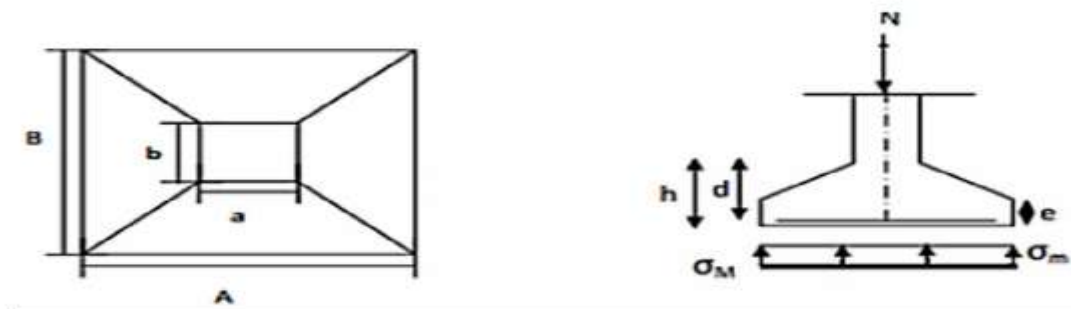


Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

7.1. Sollicitations maximales (selon logiciel ROBOT 2019) :

Tableau VIII .1 : Effort normal

Effort	ELU	ELS
Nsd (KN)	791	564.21
σ	2bar = 0.2 MPA= 200 KN/m	

7.2. Dimensionnement de la semelle

$$\frac{A}{B} + \frac{a}{b} \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ A = \frac{b}{a} \times A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \text{ D'où : } A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{564.21}{200} = 2.82$$

$$A \times B \geq 2.82 \text{ m}^2$$

Nous allons opter pour une semelle carrée de dimensions **(1.7 x 1.7) m**

7.3. Détermination de la hauteur de la semelle

$$h = d + 50 \text{ mm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq 1 - 0.3$$

$$0.3 \leq d \leq 0.7$$

$$b = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m (Poteau HEA 400)}$$

$$\frac{1.7 - 0.3}{4} \leq d \leq 1 - 0.3$$

$$0.35 \leq d \leq 0.7$$

On prend : $d = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$

Donc : $h = 0.5 + 5 = 55 \text{ cm}$

8. Ferrailage de la semelle isolée

$$e = 0.15 < \frac{B}{6} = 0.28$$

$$A_U = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_U = \frac{791 \times (1.7 - 0.3) \times 10}{8 \times 0.55 \times 348} = 7.23 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 7.92 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T (H.R.) } \varnothing 12$

8.1. Détermination de la hauteur du patin (e)

$$e \geq \max(6\varnothing + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$e \geq \max (12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$ donc on prend $e = 15 \text{ cm}$

8.2. L'espace des cadres

$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing)$

$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$

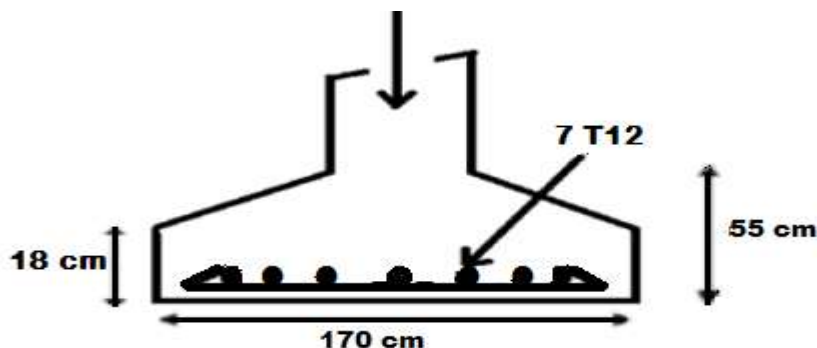


Figure VIII.2 : Ferrailage de la semelle isolée

9. Calcul 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 béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

9.1. 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

9.2. Calcul du ferrailage

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$f = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de l'ouvrage $\alpha = 15$

$$\frac{N}{a} = \frac{791}{15} = 52.7 \text{ KN}$$

$F = \max (52.7 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 52.7 \text{ KN}$

$$A_{STU} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{5.7}{210.6 \times 10^{-2}} = 2.7 \text{ cm}^3$$

Le RPA2003 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h \times 104 = 0.006 \times 0.25 \times 0.3 \times 104 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_{min} ; A_s)$$

Donc nous allons ferrailer avec 6T12= 6.78 cm² et un espacement de 48 mm

9.3. Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{ST} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$A_{S=} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} \leq 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{28}{400}$$

$$6.78 < 10.78 \text{ cm}^2$$

(condition vérifié)

9.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi_{min} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{300}{35} ; 10 ; \frac{250}{10}\right)$$

$$\varphi t \leq \min (8.5 ; 10 ; 25) = 8.5$$

Alors on prend : $\varphi = 10 \text{ mm}$

9.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi t)$$

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varphi t)$$

$St \leq (20 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement

$$St = 10 \text{ cm}$$

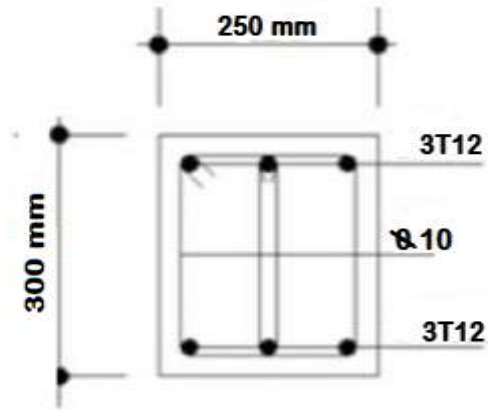


Figure VIII.3 : Ferrailage de longrine.

10. Conclusion

Après avoir fait l'étude des fondations, nous avons opté pour des semelles isolées de dimensions (1.7m×1.7m)

Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Euro codes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT, ETABS,).

Ce projet de fin d'études nous a permis de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie : la structure mixte, les assemblages et les fondations, et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus, Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme un support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Références bibliographiques

- DTR.B.C.2.2 ; Charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règlement Neige et vent : document Technique Réglementaire RNV2013
- Règles parasismiques Algériennes : RPA99/version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97"
document techniques règlementaire D.T.R-B.C-2.44
- Règles de conception et dimensionnement des structures mixtes acier-
béton l'Eurocode 04
- EUROCODE 3 ; calcul des structures métalliques.
- Livre de Mr : DAHMANI Lahlou pour l'étude les assemblages)
- DTR.B ; Règles de calcul des fondations superficielles

Annexe B


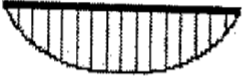






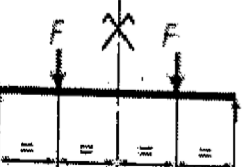
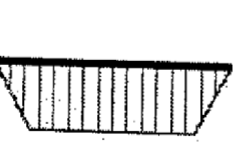
Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids	Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids
	Scm ² /m	Scm ² /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg		Scm ² /m	Scm ² /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg
Rouleau							Rouleau						
R80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10	RAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10
R80 C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*40	120,00	RAF C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*40	120,00
Panneaux Anti-fissuration							Panneaux Anti-fissuration						
P80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*3,60	9,00	PAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*3,60	9,00
R80 C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*3,60	10,80	PAF C	0,80	0,80	4,5*4,5	200*200	2,40*3,60	10,80
P99 V	0,80	0,99	4,5*4,5	200*160	2,40*3,20	9,60	PAF V	0,80	0,99	4,5*4,5	200*160	2,40*3,20	9,60
Panneaux de Structure							Panneaux de Structure						
P131R	1,31	0,95	5*5,5	150*250	2,40*4,75	20,23	ST10	1,19	1,19	5,5*5,5	200*200	2,40*4,80	21,54
P188R	1,88	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	32,08	ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81
P221R	2,21	0,95	6,5*5,5	150*250	2,40*6,00	35,73	ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81
P283R	2,83	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	42,74	ST25	2,57	1,28	7*7	150*300	2,40*6,00	43,49
P385R	3,85	1,47	7*7,5	100*300	2,40*6,00	60,14	ST30	2,83	1,28	6*7	100*300	2,40*6,00	46,46
							ST35	3,85	1,28	7*7	100*300	2,40*6,00	57,98
							ST45	4,24	1,68	9*8	150*300	2,40*6,00	66,86
P503R	5,03	1,77	8*7,5	100*250	2,40*6,00	76,87	ST50	5,03	1,68	8*8	100*300	2,40*6,00	75,84
P636R	6,36	2,12	9*9	100*300	2,40*6,00	95,81	ST60	6,36	2,51	9*8	100*200	2,40*6,00	100,30
P221C	2,21	2,21	6,5*7,5	150*200	2,40*6,00	49,94	ST25C	2,57	2,57	7*7	150*150	2,40*6,00	57,98
P385C	3,85	3,85	7*7	100*100	2,40*6,00	86,98	ST40C	3,85	3,85	7*7	100*100	2,40*6,00	86,98
P636C	6,36	6,36	9*9	100*100	2,40*6,00	143,71	ST65C	6,36	6,36	9*9	100*100	2,40*6,00	143,71
CARACTERISTIQUES DIMENTIONNELLES DES ACIERS													
Ø	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm ²										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	Kg/m	cm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	0,154	1,571	0,1964	0,3928	0,5892	0,7856	0,9820	1,1784	1,3748	1,5712	1,7676	1,964	
6	0,222	1,885	0,2829	0,5658	0,8487	1,1316	1,4145	1,6974	1,9803	2,2632	2,5461	2,829	
8	0,394	2,513	0,5029	1,0058	1,5087	2,0116	2,5145	3,0174	3,5203	4,0232	4,5261	5,029	
10	0,616	3,142	0,7857	1,5714	2,3571	3,1428	3,9285	4,7142	5,4999	6,2856	7,0713	7,857	
12	0,887	3,770	1,1314	2,2628	3,3942	4,5256	5,6570	6,7884	7,9198	9,0512	10,1826	11,314	
14	1,208	4,398	1,5400	3,0800	4,6200	6,1600	7,7000	9,2400	10,7800	12,3200	13,8600	15,400	
16	1,578	5,027	2,0114	4,0228	6,0342	8,0456	10,0570	12,0684	14,0798	16,0912	18,1026	20,114	
20	2,466	6,283	3,1429	6,2858	9,4287	12,5716	15,7145	18,8574	22,0003	25,1432	28,2861	31,429	
25	3,853	7,854	4,9107	9,8214	14,7321	19,6428	24,5535	29,4642	34,3749	39,2856	44,1963	49,107	
32	6,313	10,053	8,0457	16,0914	24,1371	32,1828	40,2285	48,2742	56,3199	64,3656	72,4113	80,457	
40	9,864	12,566	12,5710	25,1420	37,7130	50,2840	62,8550	75,4260	87,9970	100,5680	113,1390	125,710	
LONGEURS DES TREILLIS													
Rapport L	1/6	1/5	1/4	1/3	2/5	1/2	3/5	2/3	3/4	4/5	5/6	1	
ST10 (2,40/4,80*L)	*	0,96	1,20	1,60	1,92	2,40	2,88	3,20	3,60	3,84	*	4,80	
STX (2,40/6,00*L)	1,00	1,20	1,50	2,00	2,40	3,00	3,60	4,00	4,50	4,80	5,00	6,00	
FORMATS													
A(x) : l(mm) x L(mm)			A4 (210*297)	A3 (297*420)	A2 (420*594)	A1 (594*840)	A0 (840*1188)						

Annexe C

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe D

Calcul du coefficient C_1 en fonction des conditions de chargement et d'encastrement.			
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients
			C_1
		1,0 0,5	1,132 0,972
		1,0 0,5	1,285 0,712
		1,0 0,5	1,365 1,070
		1,0 0,5	1,565 0,938
		1,0 0,5	1,046 1,010

Annexe E

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe F

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a_0

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

Annexe G

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Annexe H

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Annexe J

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe d

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

Annexe J

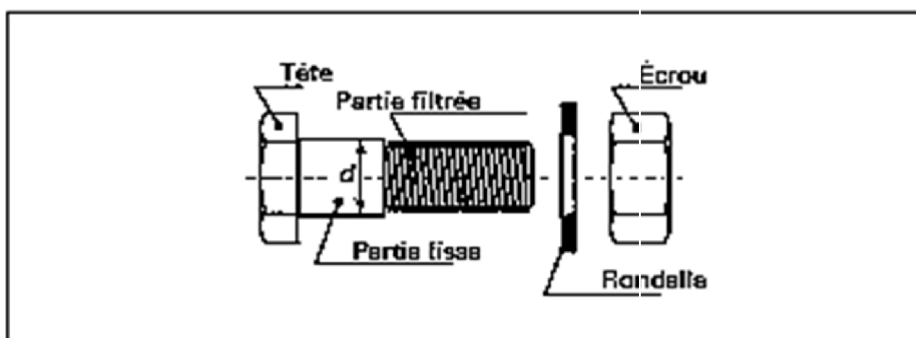


Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires:

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Ø rondelle..... (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A_n(mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s(mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

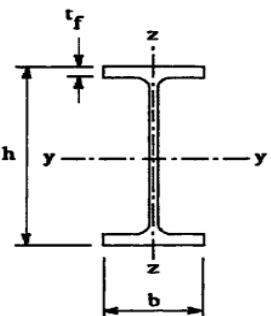
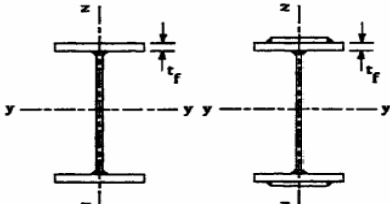

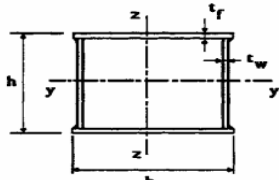

Annexe K

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0.5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon (1.3 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0.5$: $d/t_w \leq 41.5 \epsilon \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon (0.67 + 0.33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Annexe L

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2