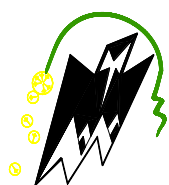


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**

FACULTE DU GENIE DE LA COSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



mémoire fin d'étude



En vue d'obtention du diplôme de Master

Professionnel en Génie Civil

Option : Construction Métallique

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT R+5 EN CHARPENTE METALLIQUE

A USAGE D'HABITATON



Réalisé par :

M^{elle} :RAHMANI Yasmina

M^{me} :BAKIRI Ouardia

Dirigé par :

Mr. LABIOD.M

Promotion 2021/2022

Remerciements

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

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

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil et spécialement ceux de la classe construction métallique.

No remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous feront corriger notre mémoire.

*Mes remerciements les plus chaleureux vont également à Mr AKKOUCHE.K
et*

Mr DAHMANI. L pour leur aide précieuse, leurs soutiens, leurs encouragements et leur gentillesse. Merci pour tout.

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

Dédicace

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 soutien, son affection, et la confiance qu'il m'a accordée, que Dieu vous garde pour moi, Que Dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie. Je vous aime

Je le dédie à mes chères sœurs (Faroudja, Nadia, Kaïssa, Yamina, Djamilia, Lamia, Liza) et mes frères (Krimo et Amir sa femme Hassina)

À ma chère binôme Ouardia et sa famille,

À mes chers amis(es) (Selma, Samia, Dalila, Samia, Farhat, Karime) au nom de l'amitié qui nous unit et au nom de nos souvenirs inoubliables.

À tous les étudiants de ma promotion 2021/2022

Yasmina

Dédicace

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 soutien, son affection, et la confiance qu'il m'a accordée, que Dieu vous garde pour moi, Que Dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie. Je vous aime.

Je le dédie aussi à mon cher homme AHCEEN en signe d'amour et de reconnaissance pour l'encouragement et l'aide durant ma dernière année d'étude et à ma très chère belle famille.

Je le dédie À ma chère sœur (Kamilia) et mes chers frères (Hakim, Farid,

Abed-Rezak, Ali ,Massi) à ma nièce (Inés)

À ma chère binôme YASMINA et sa famille,

À mes chers(e) amis(e), (Dalila, Lisa, Zohra, Ahmed) au nom de l'amitié qui nous unit et au nom de nos souvenirs inoubliables.

À tous les étudiants de ma promotion 2021/2022

OUARDIA

Figure I. 1: Vue en perspective de la construction	
Figure I. 2: Les composantes d'une dalle mixte.....	
Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier	
Figure II. 1: La hauteur de référence Z_{et} et profil correspondant de la pression dynamique.	
Figure II. 2: Légende pour la paroi verticale.....	
Figure II. 3: Direction du vent V_1	
Figure II. 4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales. ..	
Figure II. 5: Légende pour les toitures plates.....	
Figure II. 6: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse	
Figure II. 7: Direction du vent V_2	
Figure II. 8: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales. .	
Figure II. 9: Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse	
Figure IV.1 : Présentation schématique des solives.....	
Figure IV.2 : Disposition des poteaux.....	
Figure V. 1: Elément d'un plancher mixte.....	
Figure V. 2 : Dimension de la TN 40.....	
Figure V. 3: La largeur participante de la dalle en béton (beff).....	
Figure V. 4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)	
Figure V. 5: La position d'un connecteur.....	
Figure V. 6: Dimensions minimales des goudjons	
Figure V. 7: Distance entre goujon.....	
Figure VI. 1: Vue en plan de l'escalier	

Figure VI. 2: Disposition des cornières.....
Figure VI. 3: charges repris par la cornière.....
Figure VI. 4: Répartition des charges sur un limon
Figure VI. 5:Charges revenant au limon
Figure VI. 6: La charge équivalente revenant au limon.....
Figure VI. 7: Charges d'exploitation appliquées sur le limon
Figure VI. 8: coupe verticale.....
Figure VI. 9: Diagramme des moments et efforts.....
Figure VI. 10 : charges sur le balcon.

Figure VIII. 1: Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT.....
Figure VIII. 2 : Vue en élévation en 3D de la structure dans le plan XZ.....
Figure VIII. 3: Vue en plan du plancher terrasse.....

Figure IX.1: Assemblage poteau-poutre principal.....
Figure IX-2 : Assemblages poteau –fondation.....
Figure IX.3 : Assemblage solive –poutre principale.....
Figure IX.4 : Assemblage solive –poutre principale.....
Figure IX.5 Assemblage poutre secondaire-poteau.....
Figure IX.6.assemblage poutre-poteau-poutre

Figure X.1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....
Figure X. 2: Dimensionnement de la semelle.....
Figure X.3.Ferraillage de la semelle isolée.....

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques de l'acier de ferrailage	
Tableau II.1 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales	
Tableau II.2 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates	
Tableau II. 3: valeur de la pression statique du vent Ph sur les parois verticales.....	
Tableau II. 4: valeur de la pression statique du vent Ph sur la toiture	
Tableau II. 5: Force extérieur sur le bâtiment	
Tableau II. 6: valeur de la pression statique du vent Ph sur les parois verticales.....	
Tableau II. 7: valeur de la pression statique du vent Ph sur la toiture.....	
Tableau II. 8: Force extérieur sur le bâtiment	
Tableau II. 9: les valeurs de coefficient μ_1	
Tableau III. 1: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.	
Tableau III. 2: Charge permanente d'un plancher d'étage courant.....	
Tableau III. 3: charges permanentes des murs extérieurs	
Tableau IV.1 : valeur limite des flèches	
Tableau IV.2 : caractéristiques des profilé IPE 240	
Tableau IV.3 : caractéristique du profilé IPE 200	
Tableau IV.4 : chargement poutre principale (plancher terrasse)	
Tableau IV.5 : caractéristique du profilé IPE 330	
Tableau IV.6 : chargement poutre secondaire plancher terrasse	
Tableau IV.7 : caractéristique du profilé IPE 300	
Tableau IV.8 : chargement poutre principale (plancher étage courant)	
Tableau IV.9 : caractéristique du profilé IP 360	
Tableau IV.10 : chargement poutre secondaire plancher étage courant	
Tableau IV.11 : caractéristique du profilé IPE 360	

Liste des tableaux

Tableau IV.12 : courbe de flambement

Tableau IV.13 : Résultats du pré-dimensionnement

.

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

Tableau V.2: évaluation des charges.....

Tableau V.3:évaluation des charges.....

Tableau V.4:évaluation des charges. (Permanentes et d'exploitation)

Tableau V.5:Evaluation des charges. (ELU/ELS)

Tableau V.6: Evaluation des charges.....

Tableau VI.1: Caractéristique et dimension de L45x45 x4.....

Tableau VI.2: Dimension et caractéristique de l'UPN 220.....

Tableau VI.3: Dimensions et caractéristique D'IPEA 300.....

Tableau VI.4: résultats du pré-dimensionnement

VIII.1. Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

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

Tableau X.1: Les valeurs de l'effort tranchant retiré à partir du logiciel ROBOT.....

Sommaire

Table des matières

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Les notations

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.3 Caractéristique.....	2
1 / Géométrie de l'ouvrage	2
2/ Données concernant le site	2
3/ Les éléments constitutif de l'ouvrage	2
A- les éléments horizontaux.....	3
B- Structure verticale	3
c- autres elements.....	3
I.4 Matériaux utilisé	4

Chapitre II : Evaluation des actions

II.1 Introduction.....	7
II.2 Etude au vent	7
2.1 Données relatif au site	7
2.2 Principe de calcul.....	8
2.3 Procédure de calcul.....	8
2.4 Détermination de la pression statique due au vent	8
2.4.1 Pression dynamique de pointe à la hauteur h	8
2.4.2 Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e	10
2.4.3 Détermination du coefficient de pression intérieure C_i	14
II.3 Etude de la neige	19
3.1 Calcul des charges de neige	19
3.1.1 Charge de neige sur les toitures ou autre surface.....	19

Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges

III.1 Introduction.....	21
III.2 Charges permanentes.....	21
2.1 Plancher terrasse inaccessible.....	21

Sommaire

2.6 Les escaliers.....	22
III.3 Charges variables.....	23
3.1 Surcharges d'exploitations.....	23
3.2 Surcharges climatiques.....	23
3.3 Effet de la température	23

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments

IV.1 Introduction.....	24
IV.2 pré-dimensionnement des Solives	24
2.1 pré dimensionnement des solives plancher terrasse	24
2.2 Pré dimensionnement des solives plancher étage courant.....	27
IV.3 Pré dimensionnement des poutres.....	29
3.1 poutre principale (plancher terrasse).....	29
3.1.1 Calcul des charges.....	29
3.1.2 vérification de la Condition de flèche (ELS).....	29
3.1.3 Vérification de résistance (effort tranchant).....	30
3.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant).....	31
3.2 poutre principale (plancher étage courant).....	33
A) Calcul des charges.....	33
B) Vérification de la Condition de flèche (ELS)	33
IV.4 Pré- dimensionnement des poteaux	37
4.1 Vérification des charges.....	37
4.2 Calcul de N_{sd}	38
4.3.1 Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z	38
4.3.2 Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$	39
4.3.3 Vérification du risque de flambement	39
VI.5 Conclusion	40

Chapitre V : Etude du plancher mixte

V.1 Introduction.....	41
V.2 Caractéristique de la tôle profilée	42
V.3 Etude des solives.....	42
3.1 Au stade de montage	42
3.1.1 Evaluation des charges	42

Sommaire

3.1.2 Vérifications à la résistance(ELU)	42
3.2.1 Au stade final	43
3.2.1 Plancher étage courant.....	43
V.4 Plancher terrasse	47
V.5 Etude des poutres principales IPE300	48
5.1 Vérification au stade de montage	48
5.1.1 Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs.....	48
5.1.2Vérifications à 'ELU.....	48
5.1.3 Vérification à l'ELS.....	48
5.1.4 Vérification au déversement.....	49
5.2 Vérification au stade final.....	49
5.2.1Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs.....	49
5.2.2 Caractéristiques de la dalle mixte	49
5.3.Vérification à l'ELU.....	49
V.6 Calcul de la connexion Acier-béton	52
6.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4.....	52
6.2 Calcul du Nombre de connecteurs n.....	53
V.8 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4)	54
V.9 Conclusion.....	55

Chapitre VI : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

VI.1 Introduction.....	56
VI.2 Etude des escaliers.....	56
2.1 Introduction.....	56
2.2 Pré-dimensionnement des marches.....	57
2.2.1 Choix des dimensions.....	57
2.2.2 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier.....	57
2.2.3Vérification de la formule de BLONDEL.....	58

Sommaire

2.3 Dimensionnement des éléments porteurs.....	58
2.3.1 Dimensionnement de la cornière (support de marche).....	58
2.3.2 Vérification à la flèche.....	60
2.3.3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).....	60
2.3.4 Vérification du moment fléchissant (résistance)	60
2.4 Dimensionnement de la poutre limon.....	61
2.4.1 Evaluation des charges	61
2.4.2 Calcul de la charge équivalente	62
2.5 Pré dimensionnement des limons.....	63
2.5.1 Combinaison de charge.....	63
2.6 Etude de la poutre palière des limons.....	66
2.6.1 Evaluation de charges.....	66
VI.3 Etude de l'acrotère	69
3.1 Introduction.....	69
3.2 Calcul à L'ELU.....	70
3.2.1 Evaluation des sollicitations.....	70
3.2.2 Combinaison de charge.....	71
3.3 Ferrailage	72
3.4 Conclusion.....	76
VI.4 Etude de la console du balcon.....	76

Sommaire

4.1 Evaluation des charges.....	76
4.1.2 Combinaison d'action.....	77
4.2 pré-dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité).....	78
4.2.1 Vérification à l'ELU.....	78
4.3 Vérification au déversement	79
VI.5 Conclusion.....	80
Chapitre VII : Etude sismique	
VII.1 Introduction.....	81
VII.2 Le séisme.....	81
VII.3 Analyses de la structure	81
3.1 Type d'analyse.....	81
3.2 Méthode de calcul.....	81
3.3 Choix de la méthode	81
VII.4 Méthode spectrale modale.....	82
4.1 Calcul de la force sismique totale.....	82
VII-5 Conclusion	86
Chapitre VIII : Vérification des éléments	
VIII.1 Introduction.....	87
VIII.2 Méthode de travail.....	87
VIII.3 Etapes de modélisation.....	88
3.1 Matériaux utilisé	88
VIII.4 Modélisation géométrique	89
4.1 Chargements.....	90
4.2 Les Combinaisons d'actions.....	90
4.3 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT.....	91
4.3.1 Vérification a L'ELS ET a L'ELU	91
VIII.5 Conclusion.....	97

Sommaire

Chapitre IX : Calcul des assemblages

IX.1 Introduction.....	98
IX.2 Rôle des assemblages.....	98
IX.3 Fonctionnement des assemblages.....	98
3.1 Les assemblages soudés.....	98
3.2 Les assemblages boulonnés.....	98
3.3 Les assemblages rivetés.....	99
3.4 Les assemblages collés.....	99
IX.4 Calcul des assemblages.....	103
4.1 Assemblage poutre principale-poteau (IPE360-HEA300).....	103
4.2 Assemblages poteau-fondation.....	122
4.3 Assemblage solive-poutre principale (IPE240-IPE330).....	132
4.4 Assemblage poteau-poteau.....	144
4.5. Assemblage poutre secondaire-poteau (IPE 240-HEA300).....	149
4.6. Assemblage poutre secondaire-poteau-poutre secondaire (IPE240-HEA300).....	147

Chapitre X : Calcul des Fondation

X.1 Introduction	200
X.2 Choix de type de fondation.....	200
X.3 Dimensionnement des fondations	200
X.4 Etude des semelles.....	201
4.1 Charge à prendre en considération.....	201
4.2 Dimensionnement de la semelle	201
X.5 ferrailage de la semelle	202
5.1Condition de non fragilité.....	203
X.6 calcul des longrines.....	204
6.1 Dimensionnement des longrines.....	204
6.2 Calcul du ferrailage.....	204
6.3 L'espace des cadres	205
6.4 Vérification de condition de non-fragilité	205

Bibliographie.

Annexes

Liste des notations

\mathcal{F}_u : Résistance à la traction

H : Hauteur d'une pièce

l : Longueur d'une pièce

l_f : Longueur de flambement

t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)

t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) χ Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

β_w : Facteur de corrélation

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent

β_j : Coefficient relatif à la liaison

γ_M : Coefficient de sécurité

λ : Élancement

λ_{LT} : Élancement de déversement

α : Facteur d'imperfection

\varnothing : Rotation

\varnothing_{LT} : Rotation de déversement

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

ζ_a : Contrainte de l'acier

ζ_b : Contrainte du béton

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

η : Facteur de correction d'amortissement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »

μ : Coefficient de forme de la charge de neige

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce

Anet : Section nette d'une pièce

Aw : Section de l'âme

Av : Aire de cisaillement

Ct : Coefficient de topographie

Cr : Coefficient de rugosité

Cp,net : Coefficient de pressionnette

Ce : Coefficient d'exposition

Cd : Coefficient dynamique

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

F : Force en générale

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

G Cha : rge permanente

Ga : dm L'effort de glissement admissible

Gc : L'effort appliqué sur le connecteur

I : Moment d'inertie

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/Poutre

K0 : Coefficient de flambement

K : Facteur de déforméemodale

Kt : Facteur de terrain

L : Longueur

Msd : Moment sollicitant en générale

M : Moment fléchissant

Mrd : Moment résistant

Mpl : Moment plastique

Mcr : Moment critique

Mb,rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement

Liste des notations

$N_{pl,rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

$N_{b,rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement

N_{sd} : Effort normal sollicitant

$N_{t,sd}$: Effort normal de traction

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression

N_{pl} : Effort normal plastique

$N_{c,rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression

P_k : Poids total de la structure

Q : Charge d'exploitation

R : Coefficient de comportement de la structure

S : Surface; S Charge de la neige

S_k : Charge de la neige sur le sol

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant

$V_{pl,rd}$ Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement

V_{ref} : Vitesse de référence du vent

W : Pression aérodynamique

W_{pl} : Module de résistance plastique

W_{el} : Module de résistance élastique

f : Flèche

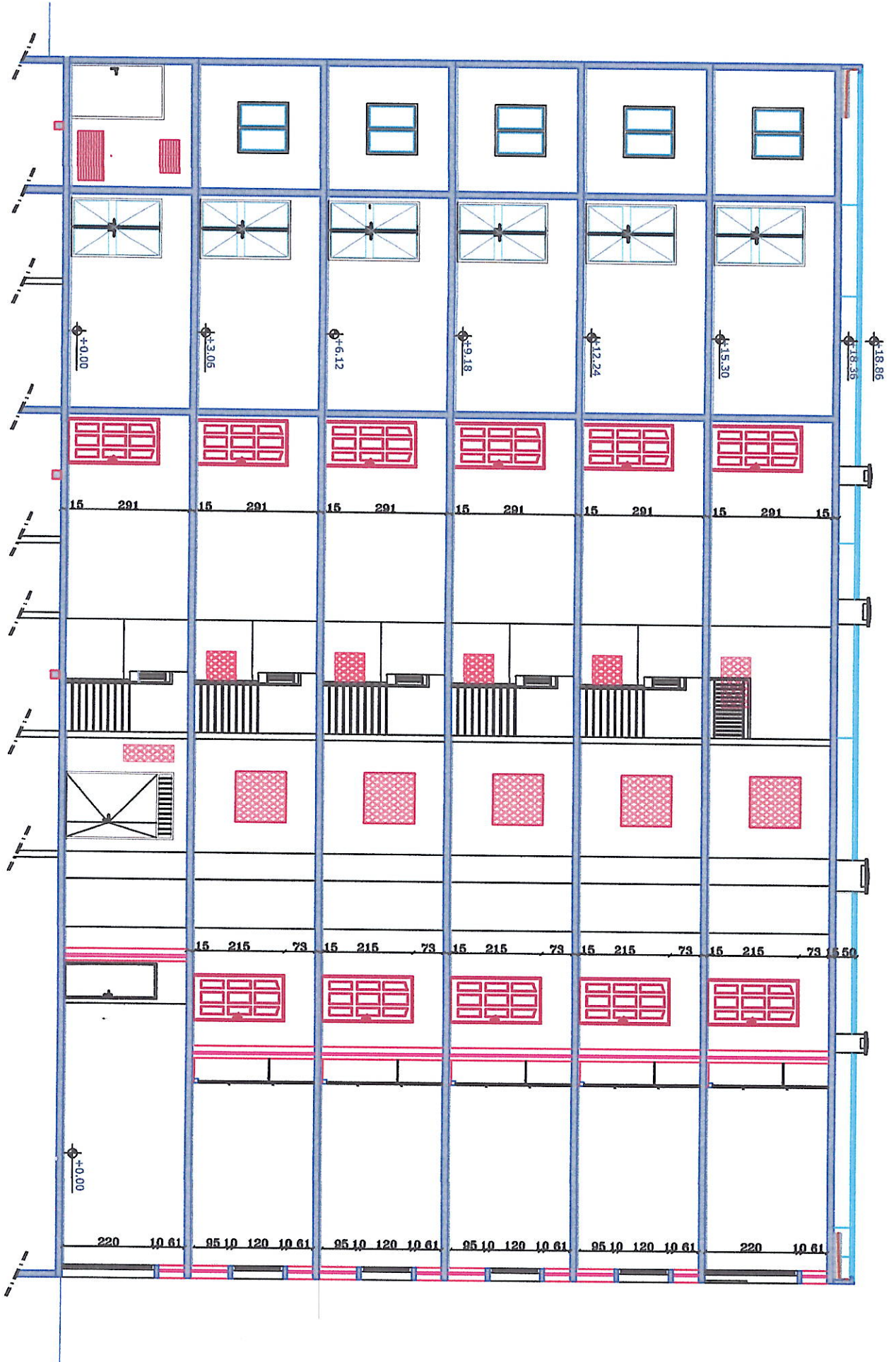
f_y : Limite d'élasticité

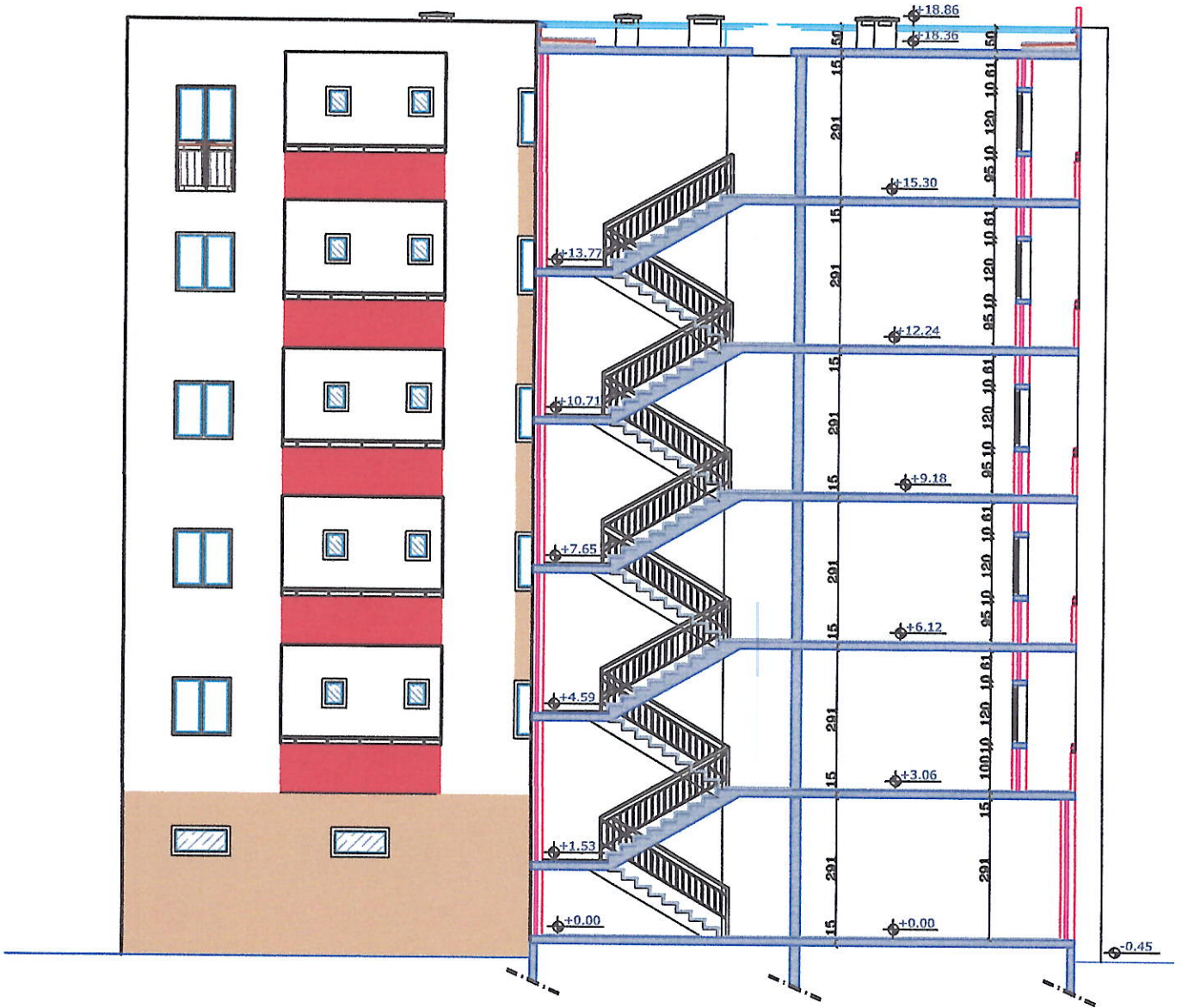


Les plans

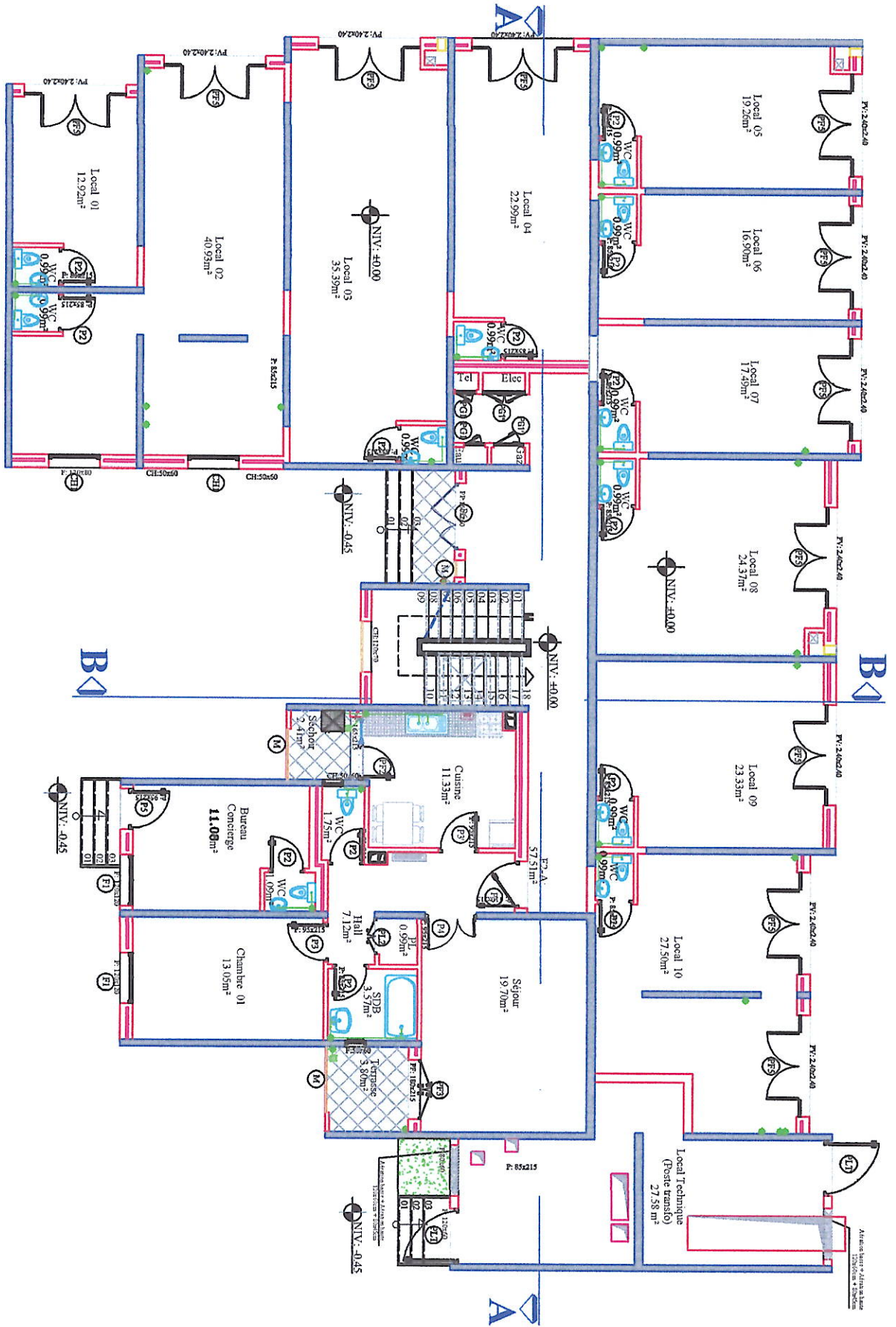


COUPE AA

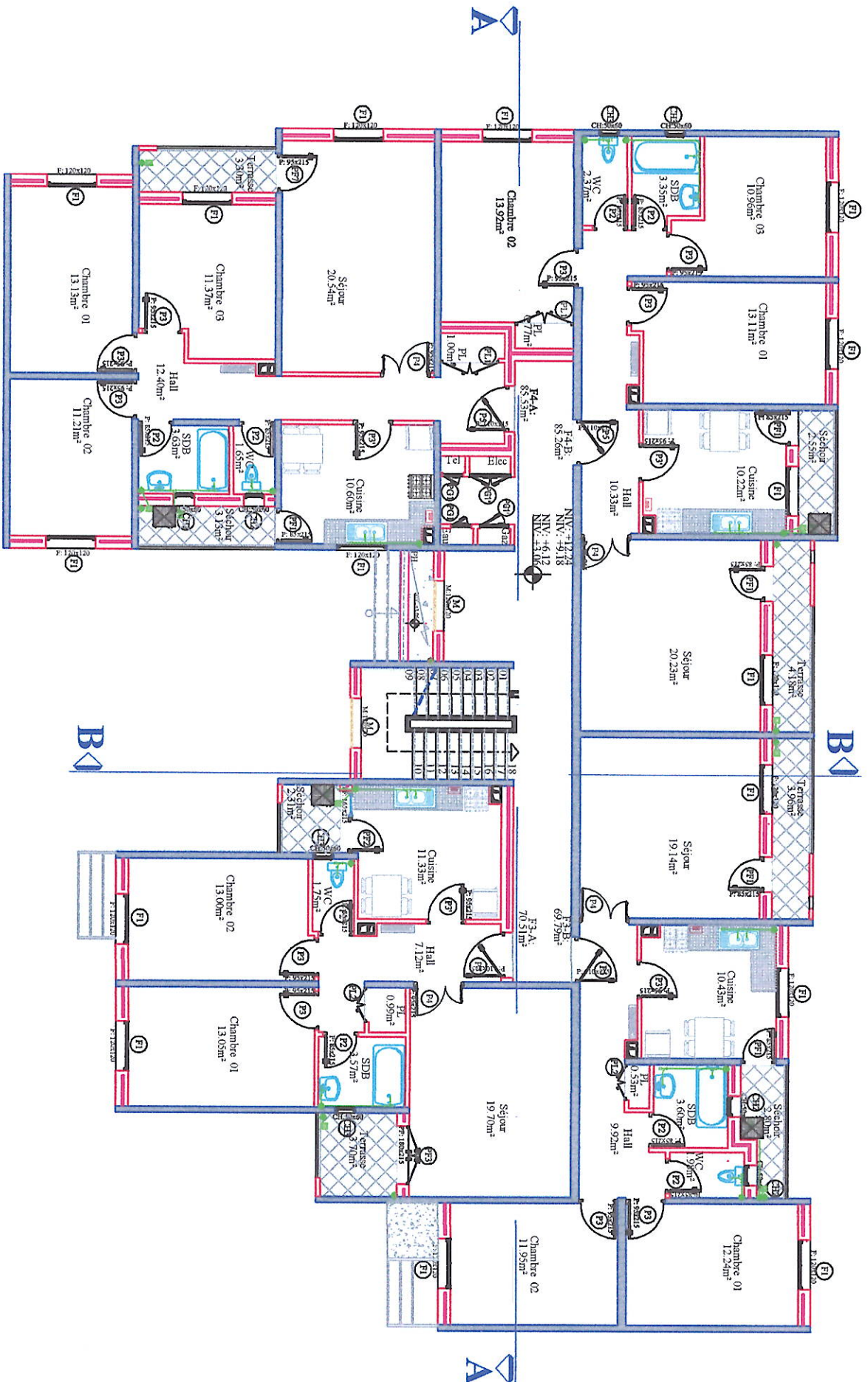




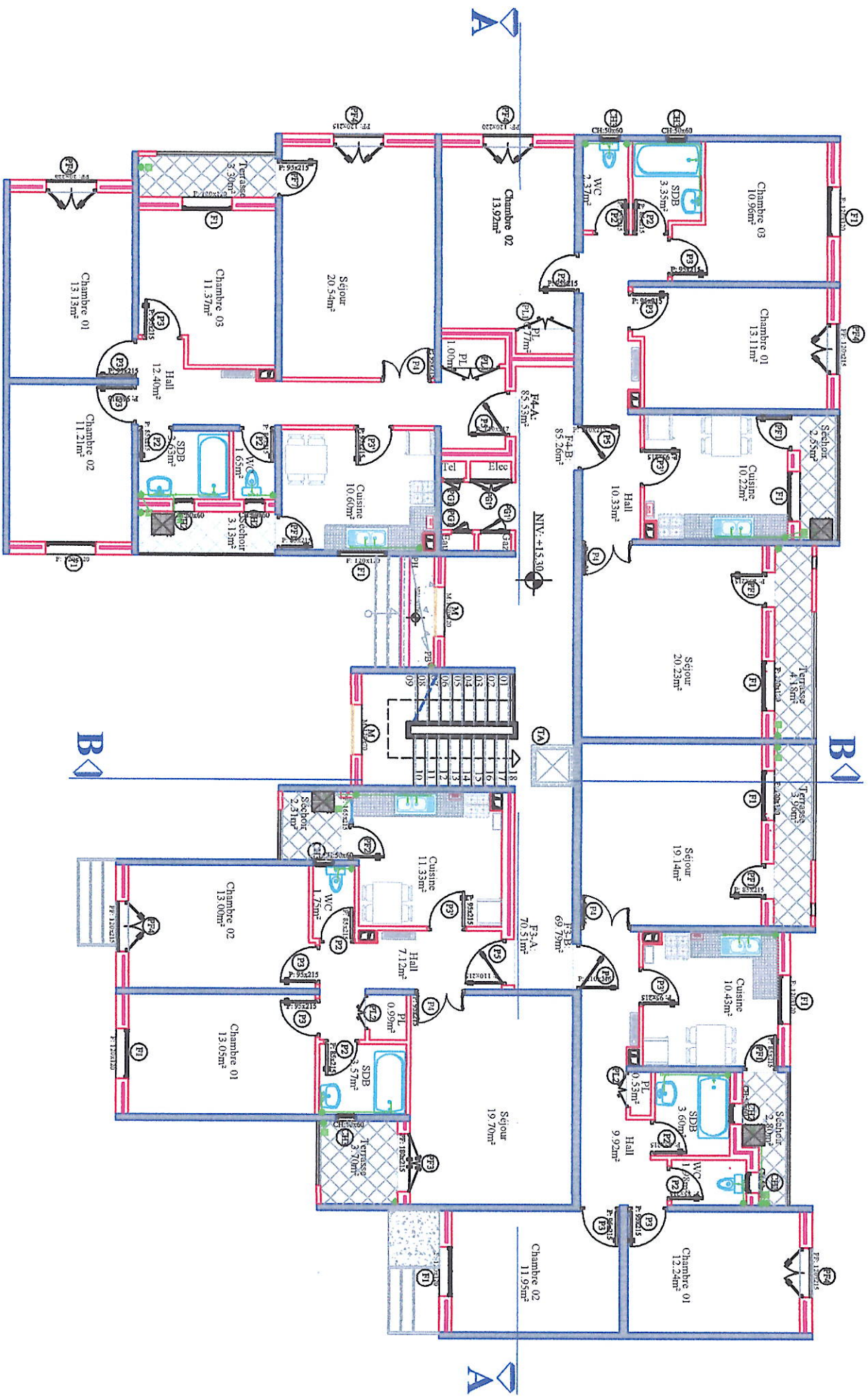
COUPE B B



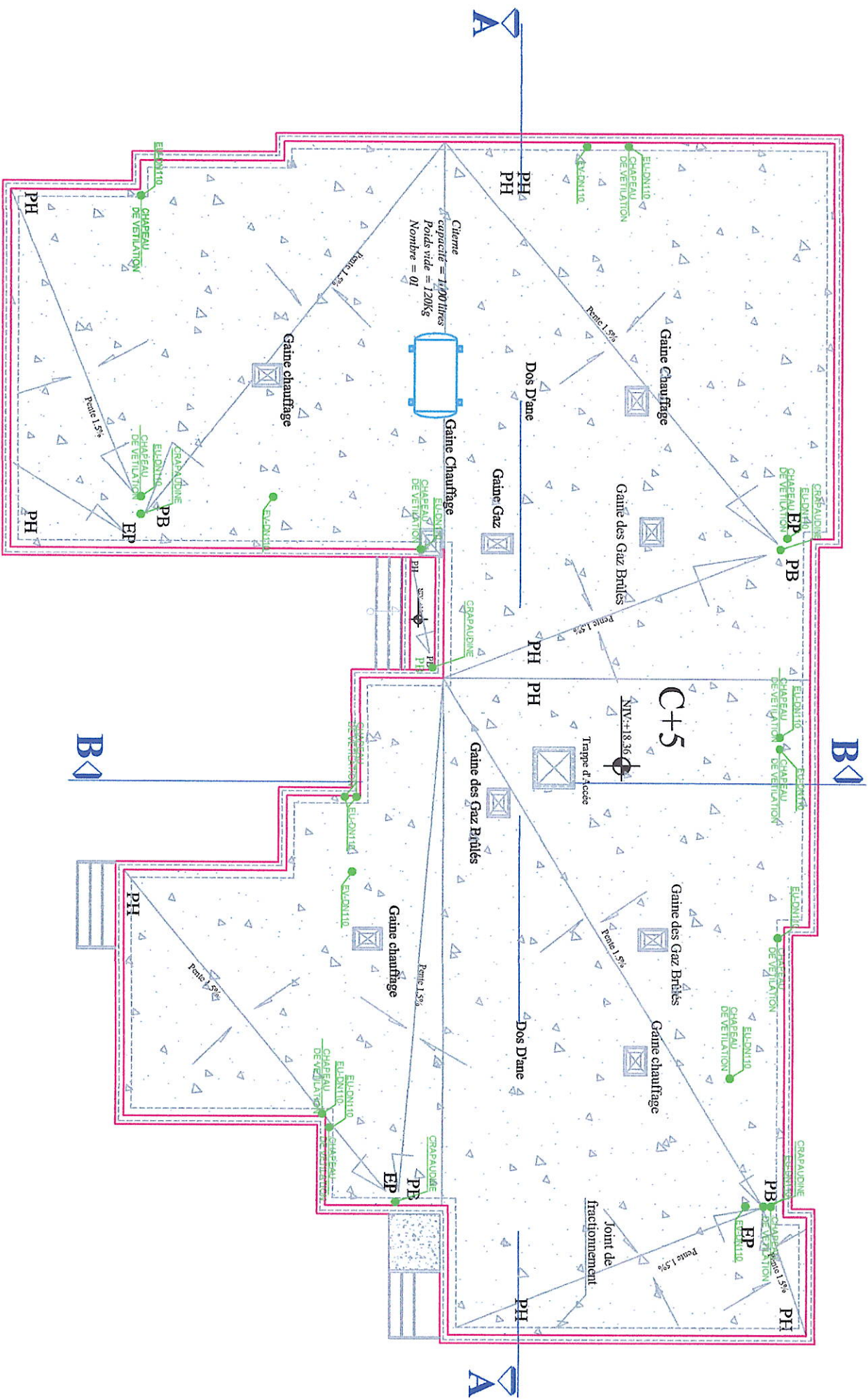
PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT



PLAN Seme ETAGE



PLAN TERRASSE



Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un bâtiment en charpente Métallique.

On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous à amener à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers.....etc).

Ce pendant cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments en charpente métallique, les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non-connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

Ce projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation en (**RDC+5 étages**). Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a : Dans le premier chapitre une présentation de la structure, (description du projet, caractéristique des matériaux...).

Ensuite vient le deuxième chapitre qui est consacré à l'étude climatique selon le règlement **RNV99 Version 2013**. Et aussi l'évaluation des charges

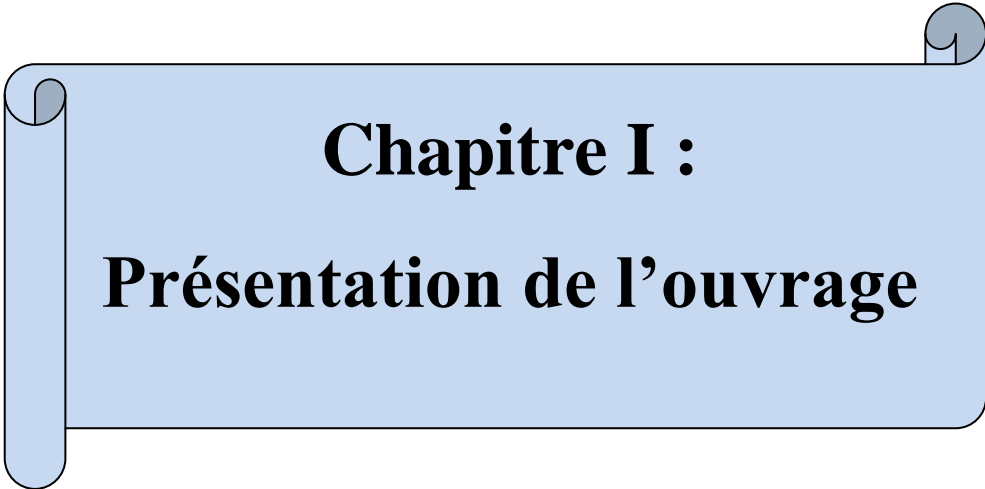
permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges dans le troisième chapitre.

Dans le quatrième chapitre on a le pré-dimensionnement des éléments de la structure (**solives, poutres, poteaux**) ainsi l'étude du plancher mixte a été calculé et dimensionné dans le cinquième chapitre. et dans le sixième chapitre on a l'étude des éléments secondaires (**escalier , acrotère ,balcon**) ensuite le septième chapitre qui est consacré à l'étude sismique et l'analyse dynamique qui a été réalisé par un logiciel de calcul. Puis on enchaine avec le prédimensionnement des contreventements dans le huitième chapitre . on suite on effectue la vérification des éléments dans le neuvième chapitre.

Introduction général

Après on fera le calcul des assemblages dans le dixième chapitre aussi le dimensionnement des fondations dans le onzième chapitre.

Enfin on termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.



Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter notre projet de fin d'étude et ces constituants ; ainsi les matériaux et les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (**R+5**) à usage d'habitation en construction métallique. L'ouvrage est implanté à **tizi- ouzou** qui est une ville située à **200m** d'altitude, elle est classée zone de forte sismicité (**zone II a**) selon le Règlement Parasismique Algérien [**RPA99/03**] et (**d'une zone I**) pour le vent (**RNV 2013**) Règlement Neige et Vent.

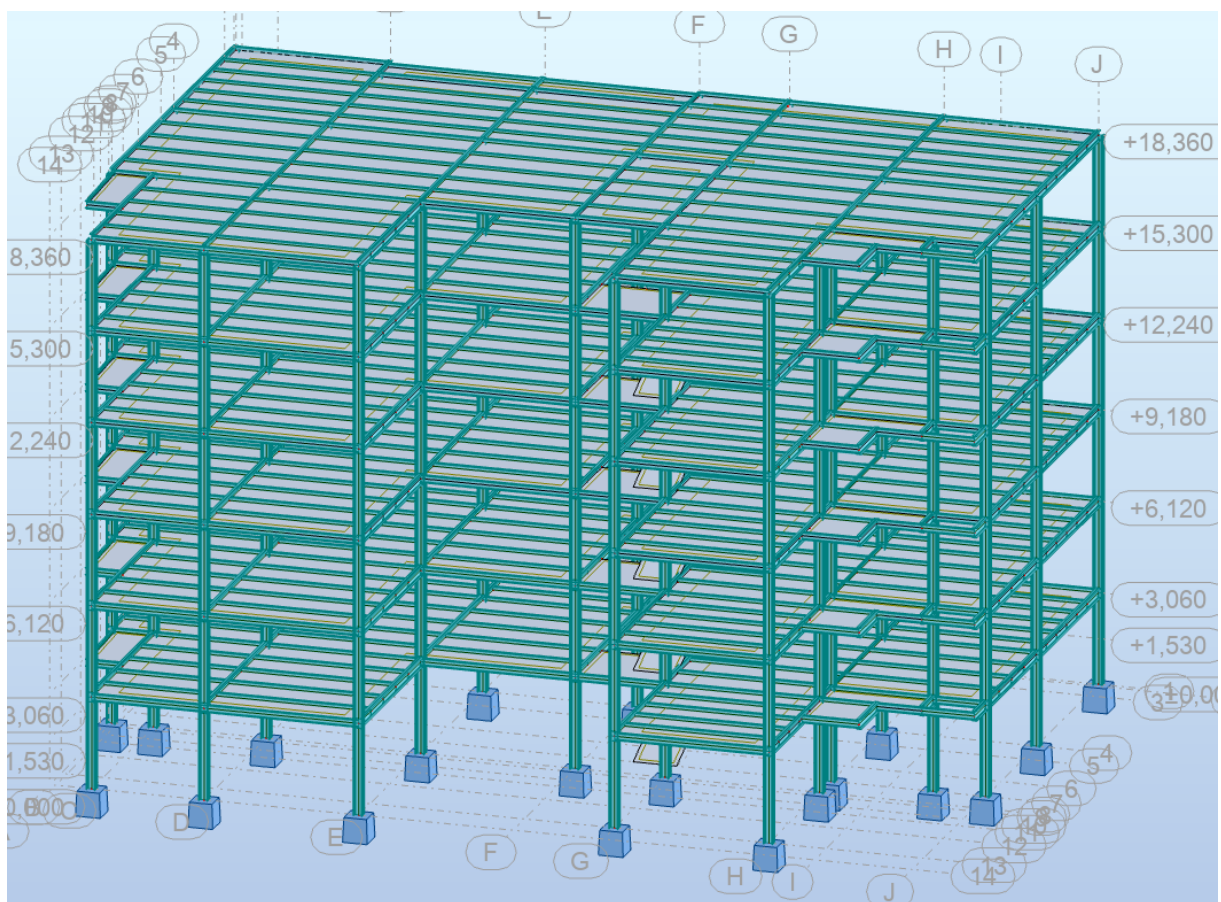


Figure I.1 :Vu en 3D perspective de la construction

I.3 Caractéristiques.

3.1 Géométrie de l'ouvrage.

Les dimensions de la structure sont :

- Hauteur total : 18.86m
- Largeur total : 19,74m
- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Hauteur de l'étage : 3.06m
- Longueur total : 28,75 m

3.2 Données concernant le site.

- Altitude : 200m
- Zone de neige : A
- Zone du vent : I
- Catégorie du terrain : I
- Site plat

3.3 Les éléments constitutif de l'ouvrage.

3.3.1 les éléments horizontaux

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

Définition d'une dalle mixte

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

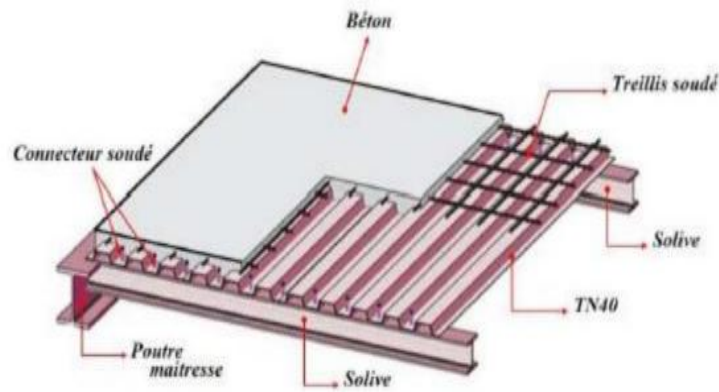


Figure I.2: Les composantes d'une dalle mixte

3.3.2 Structure verticale

A. Stabilité

Les structures verticales de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales, alors que les contreventements horizontaux ont pour but de rigidifier les surfaces horizontales (planchers) qui doivent transmettre les forces dues au vent et au séisme, agissant sur les façades aux points fixes verticaux, donc :

✓ Contreventement vertical :

- Dans le sens longitudinal la stabilité est assurée par portique ductile auto stable.
- Dans le sens transversal la stabilité est assurée par palées triangulées en V brisé.

✓ Contreventement horizontal :

Assuré par les planchers mixtes

3.3.3 Autres elements.

A. Les escaliers

Un escalier est un élément de circulation verticale composé d'une série de marches. Il peut être de différentes formes: droit, demi tournant, 1/4 tournant... avec ou sans palier intermédiaire. il existe avec ou sans contremarche.

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

B. Maçonneries:

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

- Les murs intérieurs sont réalisés en BA13.

C. L'acrotère

Au niveau de terrasse ,le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50 cm d'hauteur

D. Les fondations

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

I.4 Matériaux utilisé

4.1 Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- ❖ Acier
- ❖ Béton
- ❖ Brique creuses
- ❖ Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol
- ❖ Mortier, plâtre pour le revêtement des murs on présente les caractéristiques des principaux matériaux :

4.1.1 Acier :

A. Acier de construction :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier de construction de nuance S275 qui a comme caractéristiques :

Masse volumique : 7850Kg/m^3 Module d'élasticité longitudinal :

$E = 210000\text{ MPa}$. Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$

Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$

- Coefficient de dilatation thermique : $12 \times 10^{-6} [\text{K}^{-1}]$

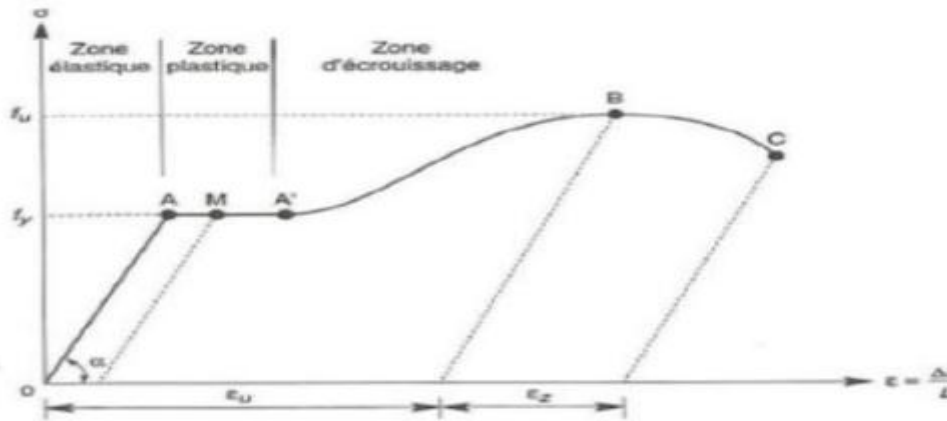


Figure I. 3:

Diagramme contrainte-déformation de l'acier

ϵ_u : Allongement a la rupture

ϵ_z : Allongement de striction

B. Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage de l'acrotère on a utilisé des barres d'acier dont les caractéristiques sont :

Tableau I. 1: Caractéristiques de l'acier de ferrailage.

Nuance d'acier	F _c E 400
La limite élastique	f _e = 400 Mpa
La densité volumique	ρ = 7 850 kg/m ³
Module d'élasticité longitudinale	E = 210 000 Mpa
La limite élastique	f _e = 400 Mpa

4.1.2 Béton :

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

Pour le plancher, le palier et l'acrotère on utilise un béton **C20/25** dont les caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : **f_{c28} = 25 Mpa** ;
- La résistance caractéristique à la traction : **f_{t28} = 0,06 × f_{c28} + 0,6 = 2,1 Mpa** ;
- La masse volumique : **ρ = 2500 Kg/m³** ;
- Le module d'élasticité longitudinale **E = 210000 Mpa** .
- Le Coefficient de retrait **ε = 2 × 10⁻⁴** .

4.2 Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

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



Chapitre II :
Évaluation des actions

II.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99)

II.2 Etude au vent

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent **RNVA2013** Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs à savoir :

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

2.1 Données relatif au site

- Catégorie du terrain I
- Site plat montagneux $CT = 1.5$
- Zone du vent I
- $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$: Pression dynamique de référence
- $KT = 0.170$ (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0,01 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
- $Z_{min} = 1\text{m}$ (hauteurs minimales)
- $\xi = 0.44$ coefficient utilisé pour le calcul de C_d

2.2 Principe de calcul

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

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté à la figure
 - Pour un vent perpendiculaire :

- Au pignon (sens V1 du vent).
- Au long-pan (sens V2 du vent).

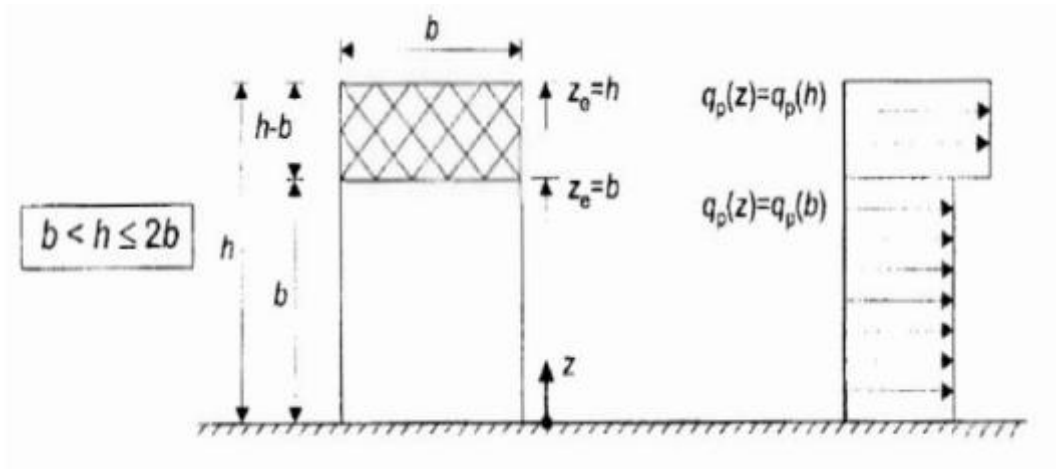


Figure II. 1: La hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

2.3 Procédure de calcul

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

2.4 Dermination de la pression statique due au vent

$$Ph = qh \times (C_e - C_i) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

2.4.1 Pression dynamique de pointe à la hauteur h

$$qh = q_{ref} \times C_e$$

Ou :

Q_{ref} est la pression dynamique de reference donnee par le tableau 1.1 en fonction de la zone de vent

Zone	$Q_{ref}(\text{N/m}^2)$
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau I.1 valeurs de la pression dynamique de reference

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

C_e est le coefficient d'exposition au vent.

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

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

• **Intensité de la turbulence** : L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} I_v(Z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{POUR } Z > Z_{min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{POUR } Z \leq Z_{min} \end{cases} \rightarrow \text{RNV 2013}$$

Où:

- $C(z)$: est le coefficient de topographie.
- Z_0 (m) : est le paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Est la hauteur minimale.

• **Coefficient de rugosité** :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

Il est défini par la loi logarithmique.

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{POUR } Z_{min} \leq Z \leq 200 \\ C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{POUR } Z \leq Z_{min} \end{cases} \rightarrow \text{RNV 2013}$$

Z : hauteur considéré

Telle que : $Z_0=0,01m$ $Z_{min}=1m$

• **Hauteur de référence** :

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

On a :

$h = 18,36\text{m}$ hauteur total de la construction

$b = 19,74\text{m}$ largeur total de la construction

On considère une bande de hauteur entre 0 et $Z_e = h = 18,36\text{m}$

D'où : $Z_{min} = 1\text{m} \leq Z = 18,36\text{m} \leq 200\text{m}$

$Z = 18,36\text{m} > Z_{min} = 1\text{m}$

Donc : $C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

$$C_r (h = 18,36\text{m}) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,170 \times \ln\left(\frac{18,36}{0,01}\right) = 1,28$$

$$C_r (h=18,36\text{ m}) = 1,28$$

$$I_v (h = 18,36\text{m}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{18,36}{0,01}\right)} = 0,133$$

$$I_v (h=18,36\text{ m}) = 0,133$$

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 [1 + 7I_v] = 1^2 \times (1,28)^2 (1 + 7(0,133)) = 3,16$$

$$C_{ex} = 3,16$$

$$q_h (h = 18,36\text{ m}) = q_{ref} \times C_{ex} = 37,5 \times 3,16 = 118,5\text{ daN/m}^2$$

$$q_h (h = 18,36\text{ m}) = 118,5\text{ daN / m}^2$$

2.4.2 Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e

Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1m^2 et 10m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement.

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

Tableau II. 1: coefficients de pressions extérieures pour parois verticales.

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	

Avec :

S :est la surface chargée de la paroi considéré

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0,50m de hauteur

$$\frac{H_p}{H} = \frac{0.50}{18.36} = 0.03$$

Tableau II. 2: coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates.

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

Sens du vent V1 :

* Parois verticales :

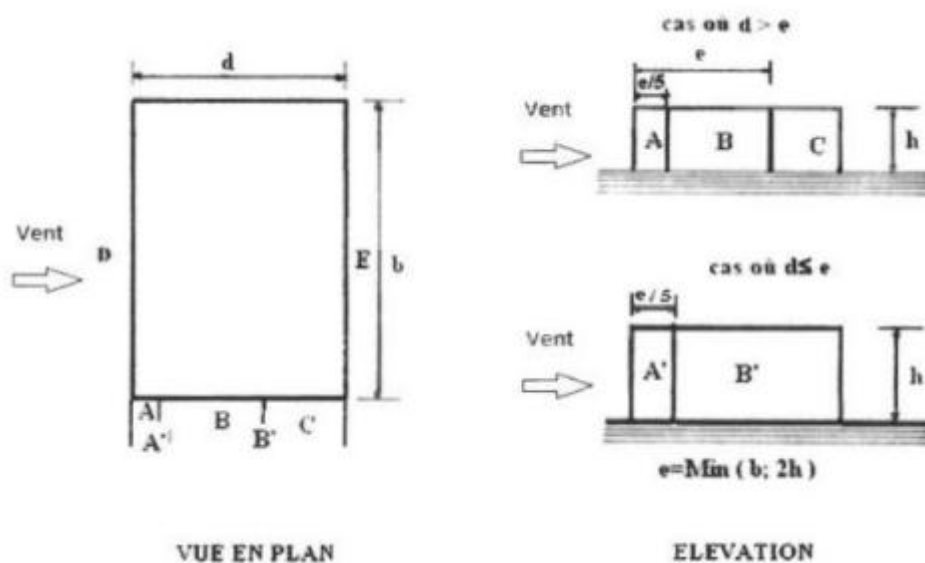


Figure II. 2: Légende pour la paroi verticale

Dans notre cas :

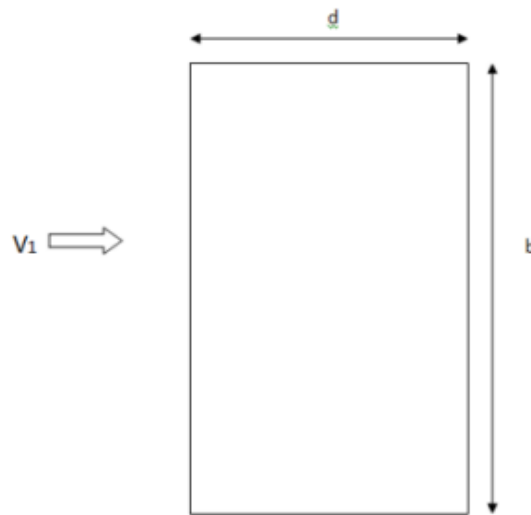


Figure II. 3: Direction du vent V1

- $b = 28,75\text{m}$ (dimension du côté perpendiculaire au vent) V1
- $d = 19,74\text{m}$ (dimension du côté parallèle au vent) V1
- $h = 18.36\text{ m}$ (hauteurs du bâtiment)
- $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [28,75 ; 2 \times 18.36] = 28,75\text{ m}$

$$d = 19,74\text{ m} \quad b \leq e = 28,75\text{ m}$$

d'où :

- $A = e/5 = 28,75/5 = 5,75\text{m}$

- $B = d - (e/5) = 19,74 - (28,75/5) = 13,99\text{ m}$

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

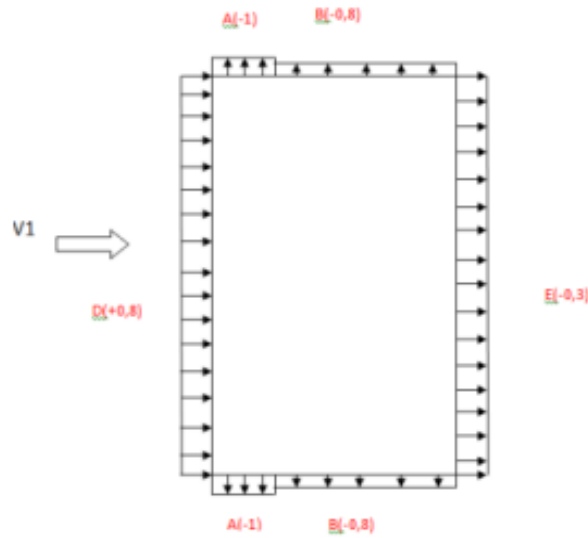


Figure II. 4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Versants de toiture :

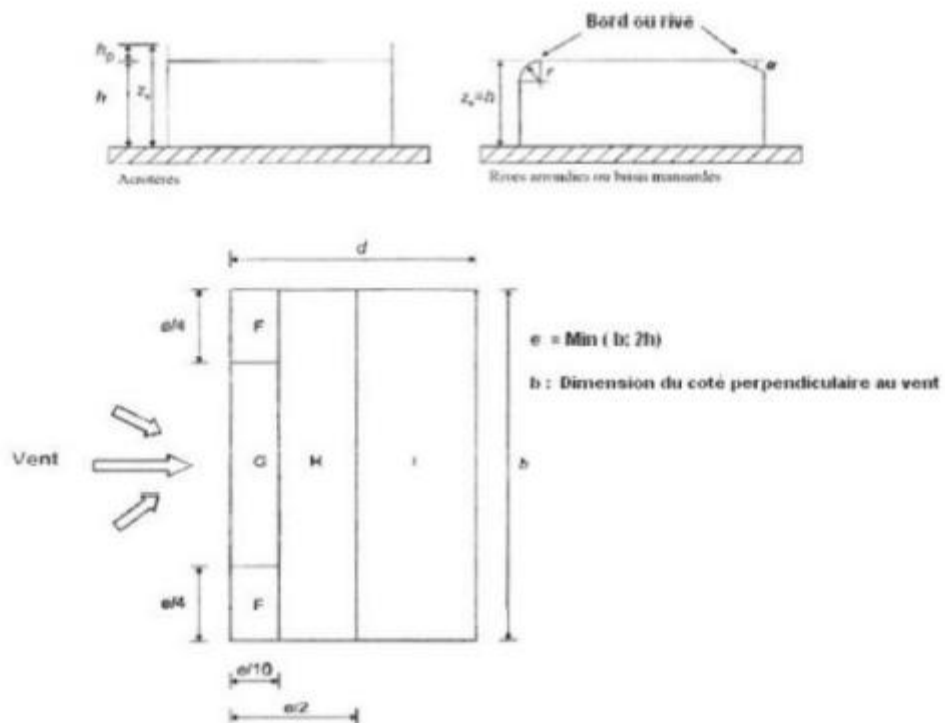


Figure II. 5: Légende pour les toitures horizontale

Dans notre cas : $\alpha = 0$

$b = 28,75 \text{ m}$

$d = 19,74 \text{ m}$

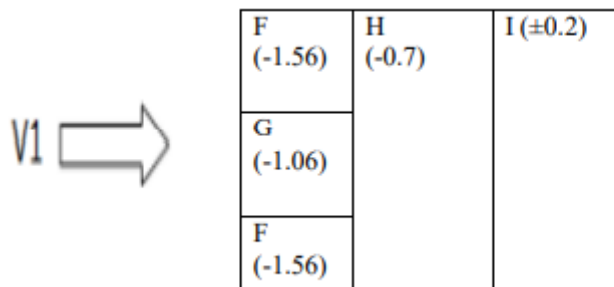
$h = 18,36 \text{ m}$

$$e = \min(b ; 2h) = 28,75 \text{ m}$$

d'où :

- La largeur de la zone F = $e/10 = 28,75/10 = 2,875 \text{ m}$
- La longueur de la zone F = $e/4 = 28,75/4 = 7,1875 \text{ m}$
- La largeur de la zone G = $e/10 = 28,75/10 = 2,875 \text{ m}$
- La longueur de la zone G = $e - (2e/4) = 28,75 - (2(28,75)/4) = 14,37 \text{ m}$
- La largeur de la zone H = $(e/2) - (e/10) = (28,75/2) - (28,75/10) = 11,5 \text{ m}$
- La longueur de la zone H = $b = 28,75 \text{ m}$
- La largeur de la zone I = $d - (e/2) = 19,74 - (28,75/2) = 5,365 \text{ m}$
- La longueur de la zone I = $b = 28,75 \text{ m}$
- Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones

sont portées sur la **figure II.6**



F (-1.56)	H (-0.7)	I(±0.2)
G (-1.06)		
F (-1.56)		

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

2.4.3 Détermination du coefficient de pression intérieure C_i

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

- Valeur de la pression statique du vent : $Ph = qh \times (C_e - C_i)$

Sur les parois verticales :

Tableau II. 3: valeur de la pression statique du vent **Ph** sur les parois verticales

Zone	Cpe	Ci	Cpe-ci	Qh (daN/m ²)	Ph(daN/m ²)
D	-0.8	-0.3	-0.5	118.5	-59.52
		+0.2	-1		-118.5
E	-0.3	-0.3	0.0	118.5	0.00
		+0.2	-0.5		-59.25
A	-1	-0.3	-0.7	118.5	-82.95
		+0.2	-1.2		-142.2
B	-0.8	-0.3	-0.5	118.5	-59.52
		+0.2	-1		-118.5

Versant de toiture :

Tableau II. 4: valeur de la pression statique du vent **Ph** sur la toiture

Zone	Cpe	Ci	Cpe-ci	qh(daN/m ²)	Ph(daN/m ²)
F	-1.56	-0.3	-1.26	118.5	-149.31
		+0.2	-1.76		-208.56
G	-1.06	-0.3	-1.36	118.5	-161.16
		+0.2	-1.26		-149.31
H	-0.7	-0.3	-0.4	118.5	-47.4
		+0.2	-0.9		-106.65
I	+0.2	-0.3	0.5	118.5	59.25
		+0.2	0		0.00
	-0.2	-0.3	0.1	118.5	-11.85
		+0.2	-0.4		-47.4

Tableau II.5 : force exterieure sur le batiment

	Zone	Ze (m)	Surface (m)	Ph	Force total (KN)
Paroi verticale	D	18.36	527.85	-59.25	-312.75
				-118.5	-625.50
	E	18.36	527.85	0.00	00.00
				-59.25	-312.75
	A	18.36	105.57	-82.95	-87.57
				-142.2	-150.12
	B	18.36	256.86	-59.25	-152.18
				-118.5	-304.37
Versant de toiture	F	18.36	20.66	-149.31	-30.84
				-208.56	-43.08
	G	18.36	41.33	-161.16	-66.60
				-149.31	-61.70
	H	18.36	330.62	-47.4	-156.71
				-106.56	-352.30
	I	18.36	154.1	59.25	91.30
				0.00	00.00
				-11.85	-18.26
				-47.4	73.04

•Sens du vent V2 :

Parois verticales



Figure II. 7: Direction du vent V2

- $b = 19,74$ m (dimension du coté perpendiculaire au vent)
- $d = 28,75$ m (dimension du coté parallèle au vent)
- $h = 18,36$ m (hauteur du bâtiment)
- $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [19,74 ; 2 \times 18,36] = 19,74$ m

$$d = 28,75 \text{ m} > e = 19,74$$

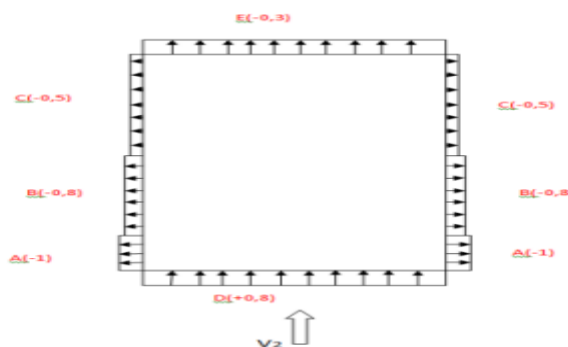
D'où :

$$A = e/5 = 19,74/5 = 3,948 \text{ m}$$

$$B = 4e/5 = 15,792 \text{ m}$$

$$C = d - e = 28,75 - 19,74 = 9,01 \text{ m}$$

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

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

Versants de toiture :

Dans notre cas :

$$b = 19,74 \text{ m}$$

$$d = 28,75 \text{ m}$$

$$h = 18,36 \text{ m} \quad e = \min(b ; 2h) = 19,74 \text{ m.}$$

d'où :

- La largeur de la zone F = $e/10 = 19,74/10 = 1,97 \text{ m}$.
- La longueur de la zone F = $e/4 = 4,935 \text{ m}$.
- La largeur de la zone G = $e/10 = 19,74/10 = 1,974 \text{ m}$.
- La longueur de la zone G = $19,74 - (2e/4) = 9,87 \text{ m}$.
- La largeur de la zone H = $(e/2) - (e/10) = 7,896 \text{ m}$.
- La longueur de la zone H = $b = 19,74 \text{ m}$
- La largeur de la zone I = $d - (e/2) = 18,88 \text{ m}$
- La longueur de la zone I = $b = 19,74 \text{ m}$

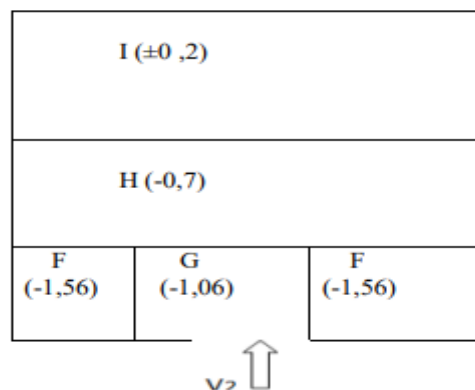


Figure II. 9: Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

• Valeur de la pression statique du vent :

$$Ph = qh \times (C_e - C_i)$$

- Sur les parois verticales

Tableau II. 6: valeur de la pression statique du vent **Ph** sur les parois verticales

Zone	Cpe		Cpe-ci	Qh (daN/m ²)	Ph(daN/m ²)
D	-0.8	-0.3	-0.5	118.5	130.35
		+0.2	-1		71.1
E	-0.3	-0.3	0	118.5	00.00
		+0.2	-0.5		-59.25
A	-1	-0.3	-0.7	118.5	-82.95
		+0.2	-1.2		-142.2
B	-0.8	-0.3	-0.5	118.5	-59.25
		+0.2	-1		-118.5
C	-0.5	-0.3	-0.2	118.5	-23.7
		+0.2	-0.7		-82.95

Versant de toiture :

Tableau II. 7: valeur de la pression statique du vent **Ph** sur la toiture.

Zone	Cpe	Ci	Cpe-ci	Qh (daN/m ²)	Ph(daN/m ²)
F	-1.56	-0.3	-1.26	118.5	-149.31
		+0.2	-1.76		-208.56
G	-1.06	-0.3	-1.36	118.5	-161.16
		+0.2	-1.26		-149.31
H	-0.7	-0.3	-0.4	118.5	-47.4
		+0.2	-0.9		-106.65
I	+0.2	-0.3	0.5	118.5	-59.25
		+0.2	0		00.00
	-0.2	-0.3	0.1	118.5	-11.85
		+0.2	-0.4		-47.4

Tableau II. 8: Force extérieur sur le bâtiment

	Zone	Ze (m)	Surface (m ²)	Ph	Force total (KN)
Paroi verticale	D	18.36	362.43	130.35	472.42
				71.1	257.68
	E	18.36	362.43	00.00	00.00
				-59.25	-214.73
	A	18.36	72.48	-82.95	-60.12
				-142.2	-103.06
	B	18.36	289.94	-59.25	-171.78
				-118.5	-343.57
	C	18.36	165.42	-23.7	-37.07
				-82.95	-129.75
Versant de toiture	F	18.36	9.74	-149.31	-14.54
				-208.56	-20.31
	G	18.36	19.48	-161.16	-31.39
				-149.31	-29.08
	H	18.36	155.86	-47.4	-73.87
				-106.65	-166.22
	I	18.36	372.69	-59.25	-220.81
				00.00	00.00
				-11.85	-44.16
				-47.4	-146.65

II.3 Etude de la neige

Le règlement (RNV 2013) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre, notre projet est implanté à TIZI OUZOU située en zone A de 200 m d'altitude.

3.1 Calcul des charges de neige Données du site

Zone : A

Altitude : 200 m

3.1.1 Charge de neige sur les toitures ou autre surface

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

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

Sk (En KN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

Détermination de la charge **Sk** :

la valeur de **Sk** en KN/m² est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

• Zone A : $Sk = \frac{0,07H+15}{100}$

• Zone B : $Sk = \frac{0,04H+10}{100}$

• Zone C : $Sk = \frac{0,0325H}{100}$

• Zone D : pas de charge de neige

On est dans la zone A donc on aura :

$$Sk = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 200 + 15}{100}$$

$$Sk = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

Détermination du coefficient de forme des toitures(μ) :

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

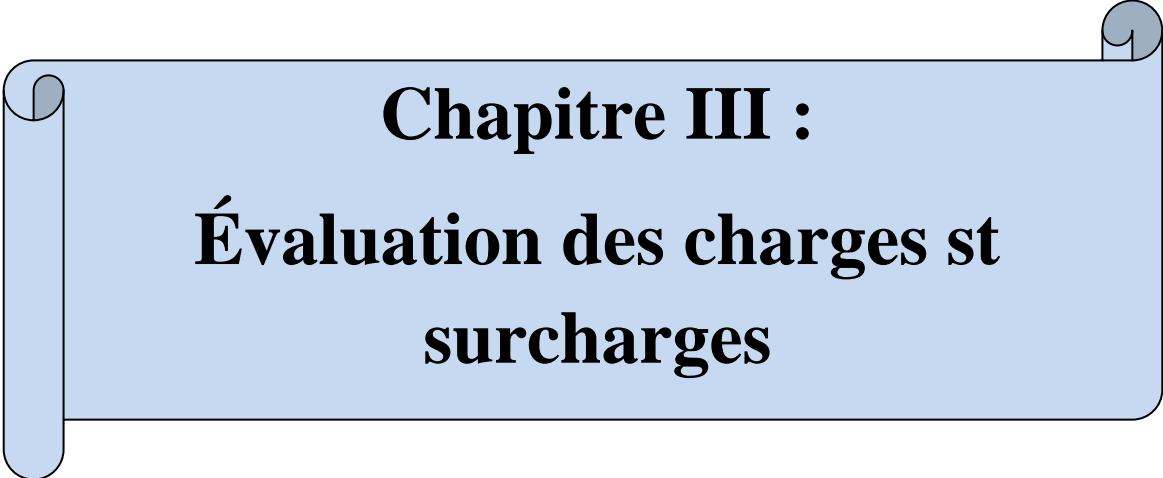
Tableau II. 9: les valeurs de coefficient μ1

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ ₁	0.8	$0,8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

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

On aura:

$$S = 0,8 \times 0,29 = 0,232 \text{ KN/m}^2 \quad S = 23,2 \text{ daN / m}^2.$$



Chapitre III :
Évaluation des charges et
surcharges

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique.

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges agissantes sont :

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

Les normes qui fixent les valeurs des charges sont inscrits dans le règlement technique **DTRB.C2.2** « Charges permanentes et charges d'exploitations ».

III.2 Charges permanentes

2.1 Plancher terrasse inaccessible

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

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée (5 cm)	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ daN/m}^2$
Etancheite multicouche (5 cm)	$0.05 \times 600 = 30 \text{ daN/m}^2$
Forme de pente en beton (10cm)	$0.1 \times 2200 = 220 \text{ daN/m}^2$
Isolation thermique (4cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Poids de dalle ep (12cm)	$0.12 \times 2500 = 300 \text{ daN/m}^2$
TN 40	15 daN/m^2
Faux plafond	10 daN/m^2
	G=676 daN/m²

2.2 Plancher étage courant :

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

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition ep (10cm)	90 daN/m^2
Revetement en carrelage (2 cm)	$0.2 \times 2 \times 100 = 40 \text{ daN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0.2 \times 2 \times 100 = 40 \text{ daN/m}^2$
Isolation thermique(4cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Poids de dalle ep (12cm)	$0.12 \times 2500 = 300 \text{ daN/m}^2$
TN 40	15 daN/m^2
Faux plafond	10 daN/m^2
	G=511 daN/m²

2.3 Murs extérieurs :

Tableau III. 3: charges permanentes des murs extérieure.

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

2.4 Murs intérieur :

Cloison de répartition **LL35** → **G = 10. 9daN/m²**

2.5 L'acrotère

- La charge de l'acrotère est donnée par : **G = γ_b x S**

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

S: surface de l'acrotère

D'où: **G= 2500 x [(0,1 x 0,50) + (0,1x0,1) – (0,1 x 0,02/2)]**

G = 147.5 daN

2.6 Les escaliers

- ✓ **Volée :**

L'element	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle striée	5	45
Mortier de pose	2	40
Revêtement (carrelage)	2	40
		125

- ✓ **Palier :**

L'element	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle TN40		15
Dalle en Béton	12	300
Mortier de pose		40
Revêtement (carrelage)	2	40
		395

III.3 Charges variables :**3.1 Surcharges d'exploitations :**

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

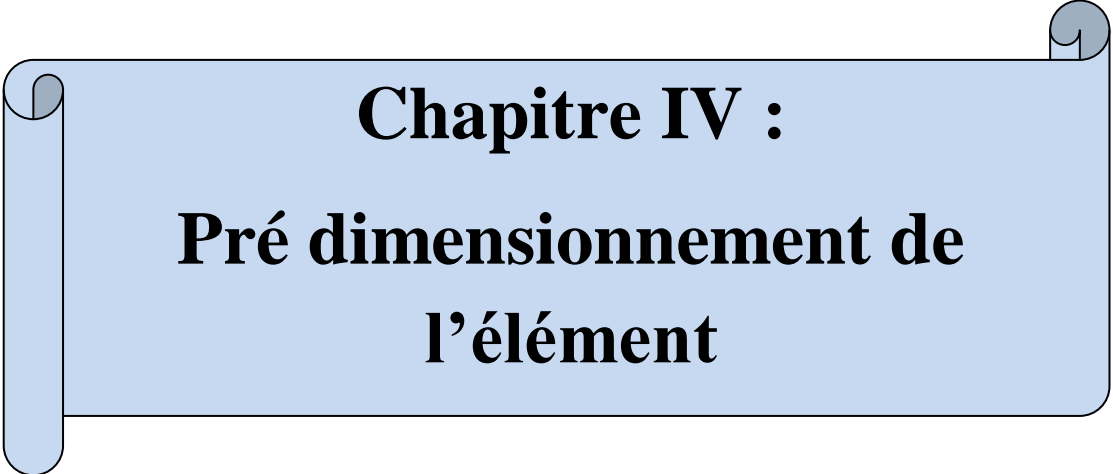
- Plancher terrasse inaccessible.....100 daN/m²
- Plancher étage courant.....150 daN/m²
- escalier.....250 daN/m²
- Acrotère.....100 daN/m²
- Balcon.....350 daN/m²

3.2 Surcharges climatiques :

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

3.3 Effet de la température :

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



Chapitre IV :
Pré dimensionnement de
l'élément

IV.1 Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives), chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées, et aux différentes combinaisons pour cela on doit effectuer un pré dimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite.

Le pré dimensionnement se fait sous la combinaison de la charge à l'état de service et sera vérifié sous la combinaison à l'état ultime.

IV.2 Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé par l'équation suivante : $0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$ (DTR C.2.2)

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et l'utilisation des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour la longueur entre axes d'une solive **5.15m** de **e=1,30m**.

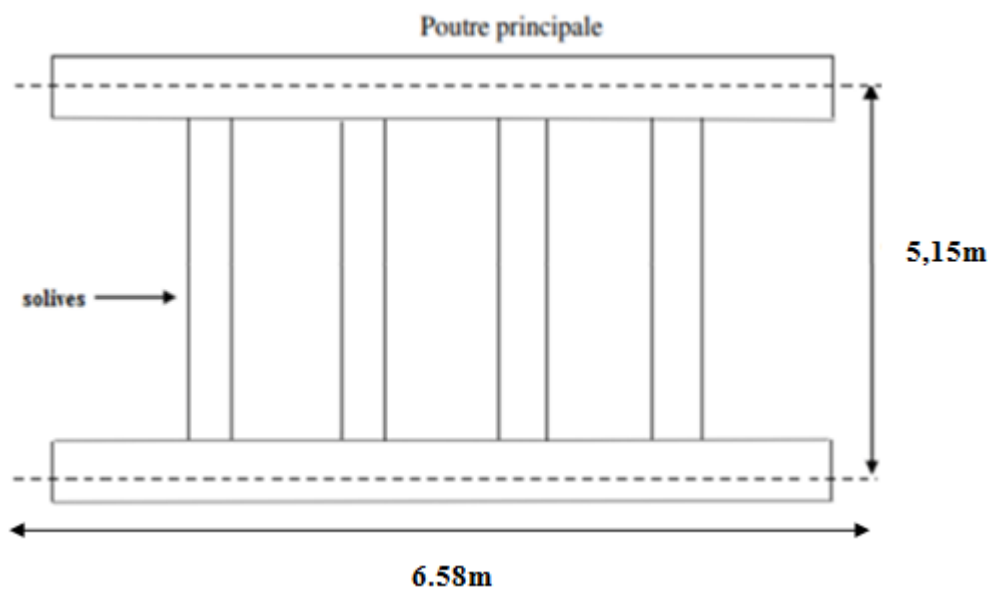


Figure IV.1: Présentation schématique des solives.

2.1 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G=6,76\text{KN/m}^2$

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

Distance entre l'axe des solives : $e = 1,30 \text{ m}$

Portée de la solive : $L= 5.15\text{m}$

2.1.1 Vérification de la condition de la flèche(ELS)

Tableau IV.1 : Valeurs limite des flèches

Conditions	δv_{max}
Toiture en général.	L/200
Toiture supportant des personnels. Autres que les personnels d'entretien.	L/250
Planchers en général.	L/250
Plancher set toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre satori aux fragiles ourigi des.	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime.	L/400
Cassou $ma x$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	L/250

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général.}$$

Avec:

$$\Delta v_{max} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

Q : la charge non pondérée

$$q = (G + Q) = (6.76 + 1) = 7.76 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive : $q = 7.76 \times 1,30 = 10.08 \text{ KN/ml}$

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

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5q l^3 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 10.08 \times 10^{-2} \times 515^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 2134.23 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

Tableau. IV.2: Caractéristiques du profilé IPE240

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)
30,7	240	120	190,4	6,2	9,8	39 ,1
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wely (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	r (mm)
3892	284	324	73,9	9,97	2,69	15

2.1.2 Vérification à la flèche (poids propre inclut):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P = 30.7 \text{ Kg/m} = 0.307 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q+p = 10.08+0.307=10.387 \text{ KN/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 10.387 \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 4369} = 1.16 \text{ cm} \leq \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm} \text{ (condition vérifiée)}$$

2.1.3 Vérification de la résistance au cisaillement (effort tranchant)

$G = GP$. Terrasse+Pprofilé

$$G = (6,76 + 0,307) = 7,067 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(7,067) + 1.5(1) = 11.04 \text{ KN/m}^2$$

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{11,04 \times 5,15}{2} = 28,42 \text{ KN}$$

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

$$A_{vZ} = 19,14 \text{ cm}^2 = 1914 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa } \gamma_{m0} = 1,1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1914 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 236,07 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 28,42 < V_{pl,rd} = 236,07 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

2.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11,04 \times 5,15^2}{8} = 36,601 \text{ KN}$$

$$M_{pL,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 366,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 78,31909 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 36.601 \text{ KN.m} < M_{pL,rd} = 78,31909 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

Le profilé **IPE 240** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

2.2 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

Charge permanente du plancher : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitations : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Distance entre l'axe des solives : $e = 1,30 \text{ m}$

Portée de la solive : $L = 5.15 \text{ m}$

2.2.1 Vérification de la conditionne la flèche(ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général.}$$

Avec:

$$\delta v_{\max} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

q: la charge non pondérée

$$q = (G + Q) = (5.31 + 1.5) = 6.81 \text{ KN/m}^2$$

Les calculs faits à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées, la charge sur la solive

$$q = 6.81 \times 1,30 = 8.853 \text{ KN/ml}$$

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

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5 q l^3 \times 250}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 8.853 \times 10^{-2} \times 515^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 1874,440 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 200** avec $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

Tableau. IV.3: Caractéristiques du profilé **IPE200**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)
22,4	200	100	159	5,6	8,5	28,5
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	r (mm)
1943	142	194	44,61	8,26	2,24	12

2.2.2 Vérification à la flèche (poids propre inclut):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P = 22.4 \text{ Kg/m} = 0.224 \text{ KN/m}$

$$Q_{ELS} = q + p = 8,853 + 0.224 = 9.077 \text{ KN/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 9.077 \times 5.15^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1943} = 1,81 \text{ cm} < \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

2.2.3 Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant)

$G = \text{Gétage courant} + P_{\text{profilé}}$

$$G = (5.31 + 0.224) \times 1,30 = 7.194 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(7.194) + 1.5(1.5) = 11.961 \text{ KN/m}^2$$

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{11.961 \times 5.15}{2} = 30.79 \text{ KN}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_V \times F_Y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_V = 14 \text{ cm}^2 = 1400 \text{ mm}^2$$

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

$$V_{pl, rd} = \frac{1400 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 172.680 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 30.79 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 172.680 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

2.2.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11.961 \times 5.15^2}{8} = 39.65 \text{ KN}$$

$$M_{PL, rd} = \frac{F_Y \times W_{pl, y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 220,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 47,12818 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 39.65 \text{ KN.m} < M_{pl, rd} = 47.128 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Le profilé **IPE 200** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

IV.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 plancher terrasse

3.1.1 Calcul des charges:

Tableau. IV.4: Chargement poutre principale (plancher terrasse)

Chargement	Chargement linéaire
Chargement permanent G	
Poids propre du plancher: $G=6.76\text{KN/m}^2$	$GT=6.76 \times 6.58= 34.81\text{KN/ml}$
Solive : $G_{\text{solive}}=0.307\text{KN/ml}$	$G_{\text{solive}}= (0.307 \times 5.15)/1,30=1.21\text{KN/ml}$
	G= 36.02N/ml
Charge d'exploitation Q	
Charge d'exploitations $Q=1\text{KN/m}^2$	$Q = 1 \times 5.15=5.15\text{KN/ml}$
	Q=5.15KN/ml

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	$1.35G + 1.5Q$	$1.35 \times 36.02 + 1.5 \times 5.15 = 56.35$
Non pondérée ELS	$G + Q$	$36.02 + 5.15 = 41.17$

3.1.2 Vérification de la condition de la flèche(ELS):

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général}$$

Avec:

$$L = 5.15\text{m} = 515\text{cm}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées

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

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 41.17 \times 10^{-2} \times 515^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 8716,90 \text{cm}^4$$

On prend avec **IPE 330** $I_y = 11770 \text{cm}^4$

Tableau. IV.5 : Caractéristiques du profilé **IPE 330**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)
49,1	330	190	378,8	9,4	14,6	98,8
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	r (mm)
11770	788,1	713	153,7	13,71	3,55	15

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 41.17 \times 515^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 9994} = 1,79 \text{cm} < \frac{515}{250} = 2,06 \text{cm} \text{ (condition vérifiée)}$$

3.1.3 Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P_p = 0,493 \text{KN/m}$

La charge sera : $q = q_{\text{ELU}} + 1.35 \times P_p \rightarrow q = 56,35 + 1.35 \times 0,493 = 57,01 \text{KN/m}$

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{57,01 \times 5.15}{2} = 146,8 \text{KN}$$

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

$$A_V = 30.8 \text{cm}^2 = 3080 \text{mm}^2$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3080 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 379,89 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 146,8 \text{KN} < V_{pl,rd} = 379,89 \text{KN}$$

Condition vérifiée

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

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{57,012 \times 5.15^2}{8} = 189,013 \text{ KN}$$

$$M_{PL,rd} = \frac{F_Y \times W_{PL,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 804 \times 10^3}{1,1} = 171763636,4 \text{ N.mm} = 171,763 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 189,013 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 171,763 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Le profilé **IPE 330** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

3.2 Poutre secondaire plancher terrasse**3.2.1 Calcul des charges :**

Tableau. IV.6 : Chargement poutre secondaire planché terrasse

Chargement	Chargement linéaire
Chargement permanent G	
Poids propre du plancher : $G = 6.76 \text{ KN/m}^2$	$G_T = 6,76 \times 5.15 = 9,05 \text{ KN/ml}$
	G = 9,05 KN/ml
Charge d'exploitation Q	
Charge d'exploitations $Q = 1 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1 \times 1,34 = 1,34 \text{ KN/ml}$
	Q = 1,34 KN/ml

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	$1.35G + 1.5Q$	$1.35 \times 9,05 + 1.5 \times 1,34 = 14,22$
Non pondérée ELS	$G + Q$	$9,05 + 1,34 = 12,13$

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général}$$

Avec:

$$L = 5,15\text{m} = 515\text{cm}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

le calcul se fait à l'ELS pour cela on prend les charges non pondérées

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

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5q l^3 \times 250}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 12,13 \times 10^{-2} \times 515^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 2568,27 \text{ cm}^4$$

On prend avec IPE300 $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

Tableau. IV.7: Caractéristiques du profilé IPE300

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_{ely} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	i_y (mm)	i_z (mm)	r (mm)
8356	604	557	154	125	33,5	15

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 12,13 \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 0,64 \text{ cm} < \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

B. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi $P_p = 0,422 \text{ KN/m}$

La charge sera : $q = q_{\text{ELU}} + 1.35 \times P_p \rightarrow q = 14,22 + 1.35 \times 0.422 = 14,79 \text{ KN/m}$

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{14,79 \times 5,15}{2} = 38,08 \text{ KN}$$

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

$$A_V = 25,7 \text{ cm}^2 = 2570 \text{ mm}^2$$

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

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2570 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 317 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38,08 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 317 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

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

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{14,79 \times 5,15^2}{8} = 49,03 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628 \times 10^3}{1,1} = 134163636,4 \text{ N.m} = 134,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 49,03 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 134,24 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Le profilé **IPE 300** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

3.3 Poutre principale étage courant:**3.3.1 Calcul des charges:**

Tableau IV.8: Chargement poutre principale (plancher étage courant)

Chargement	Chargement linéaire	
Chargement permanent G	GT=5,31×5,15 =27,34KN/ml	
Poids propre du plancher :G=5.31KN/m ²	Gsolive= (0.224×5,15)/1,30=0,89KN/ml	
Solive:Gsolive=0.224KN/ml	Gp=(1,34×3)/1,30 =3,09 KN/ml	
Poteaux:G _{poteau} =1,34KN/ml		
G=31,32KN/ml		
Charge d'exploitation Q=1,5KN/m ²	Q = 1,5× 5,15=7,73KN/ml	
Q=7,73KN/ml		
	combinations	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	1.35G +1.5Q	1.35×31,32+1.5×7,73=53,87
Non pondéré ELS	G+Q	31,32+7,73=39,09

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général}$$

Avec:

$$L = 5,15 \text{ m} = 515 \text{ cm (longueur de la poutre la plus longue)}$$

$$\delta v_{max} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées
 $q = (G+Q) = 39,09 \text{ KN/ml}$

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

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5ql^3 \times 250}{384 E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 39,09 \times 10^{-2} \times 515^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 8276,51 \text{ cm}^4$$

On prend avec **IPE 360** $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Tableau. IV.9.Caractéristique du profilé **IPE 360**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)
57,1	360	170	426	8	12,7	72,7
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	Wely (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	r (mm)
16270	1043	904	191	15	3,79	18

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 39,09 \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 1,04 \text{ cm} < \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

B. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi: $P_p = 57,1 \text{ KN/m}$

La charge sera : $q = q_{\text{ELU}} + 1.35 \times P_p \rightarrow q = 53,85 + 1.35 \times 0,571 = 54,64 \text{ KN/m}$

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{54,64 \times 5,15}{2} = 140,69 \text{ KN}$$

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

$$A_v = 53,1 \text{ cm}^2 = 5310 \text{ mm}^2$$

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

$$V_{pl, rd} = \frac{5310 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 654,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 140,69 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 654,95 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

C. vérification de la condition de résistance (moment fléchissant):

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{54,64 \times 5,15^2}{8} = 181,14 \text{ KN}$$

$$M_{PL, rd} = \frac{F_y \times W_{PL, y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1019 \times 10^3}{1,1} = 217695454,5 \text{ N. mm} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}=181,14\text{KN.m} < M_{pl,rd}=217,69\text{KN.m}$$

Condition vérifiée

Le profilé **IPE 360** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

3.4 Poutre secondaire plancher étage courant

3.4.1 Calcul des charges:

Tableau. IV.10. Chargement poutre secondaire plancher étage courant

Chargement	Chargement linéaire
Chargement permanent G	
Poids propre du plancher: $G=5,31\text{KN/m}^2$	$G_T=5,31 \times 1,34 = 7,12\text{KN/ml}$
	G= 7,12KN/ml
Charge d'exploitation Q	
Charge d'exploitations $Q=1,5\text{KN/m}^2$	$Q = 1,5 \times 1,34 = 4,9\text{KN/ml}$
	Q=2,01KN/ml

	Combinaisons	Valeurs (KN/ml)
Pondérée ELU	$1.35G + 1.5Q$	$1.35 \times 7,12 + 1.5 \times 2,01 = 12,63$
Non pondérée ELS	$G + Q$	$7,12 + 2,01 = 9,13$

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250} \text{ pour planchers en général}$$

Avec:

$$L = 5,15\text{m} = 515\text{cm}$$

$$\delta v_{\max} = \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm}$$

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

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

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < \frac{L}{250} \rightarrow I_y > \frac{5 q l^3 \times 250}{384 E}$$

$$I_y > \frac{5 \times 9,13 \times 10^{-2} \times 515^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^4} = 1933,08$$

On prend avec **IPE360** $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Tableau IV.11. Caractéristique du profilé **IPE360**

G(kg /m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)
57,1	360	170	426	8	12,7	72,7
Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wely (cm ³)	Wplz (cm ³)	iy (mm)	iz (mm)	r (mm)
16270	1043	904	191	15	3,79	18

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} \quad \text{Avec } \delta v_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 9,13 \times 515^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 16270} = 0,24 \text{ cm} < \frac{515}{250} = 2,06 \text{ cm (condition vérifiée)}$$

B. Vérification de résistance au cisaillement (effort tranchant):

Nous allons ajouter le poids propre du profilé choisi : $P_p = 0,571 \text{ kN/m}$

La charge sera: $q = q_{\text{ELU}} + 1,35 \times P_p \rightarrow q = 12,63 + 1,35 \times 0,571 = 13,40 \text{ kN/m}$

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{13,40 \times 5,15}{2} = 34,51 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 35,1 \text{ cm}^2 = 3510 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 235 \text{ MPa} \quad \gamma_{m0} = 1,1$$

$$V_{pl, rd} = \frac{3510 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 432,93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 34,51 \text{ kN} < V_{pl, rd} = 432,93 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

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

On doit vérifier la condition suivante:

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{13,40 \times 5,15^2}{8} = 44,42 \text{ kN}$$

$$M_{pL,rd} = \frac{F_Y \times W_{eL,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1019 \times 10^3}{1,1} = 217695454,5 \text{ N.mm} = 217,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 44,42 \text{ KN.m} < M_{el,rd} = 217,69 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Le profilé **IPE 360** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de flèche.

IV.4 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de construction destinés à transmettre sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment, souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes. Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratiques pour les assemblages.

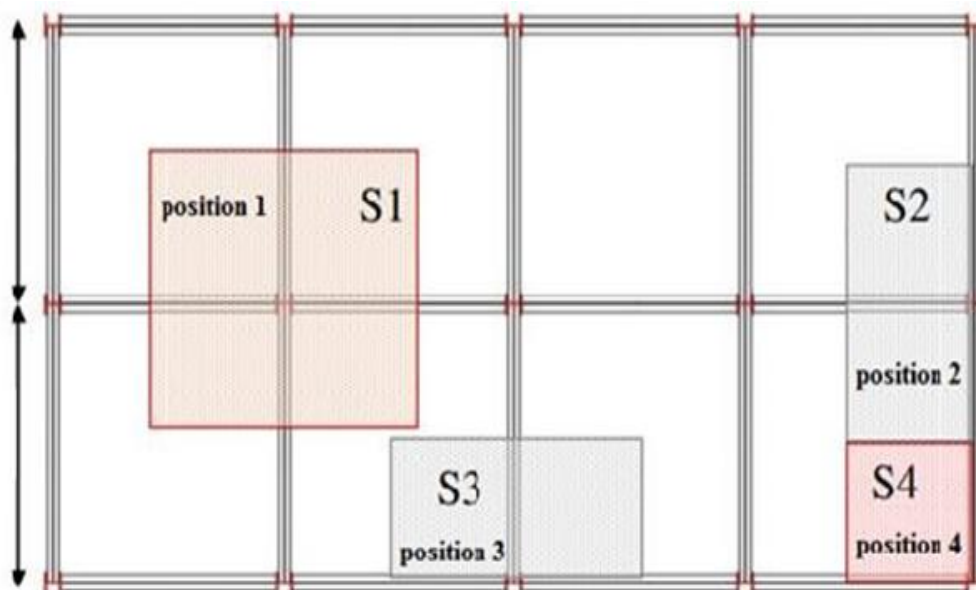


Figure IV.2. Disposition des poteaux

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

$$S = 6,58 \times 5,15 = 33,89 \text{ m}^2$$

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

$$\frac{L_f}{\lambda_y} < 25 \quad ; \quad i_y = \frac{L_f}{\lambda_y} = \frac{306 \times 1}{25} = 12,24 \text{ cm}$$

On prend un **HEA300** avec : $i_y = 12,74 \text{ cm}$

4.1 Vérification des charges

4.1.1 Plancher terrasse

$$\text{La surface: } S = 6,58 \times 5,15 = 33,89 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids des solives : } G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 0.307 \times 5,15 \times 4 = 1,58 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du poteau : } G_{pot} = 0,883 \times 3,06 = 2,70 \text{ KN}$$

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

$$G_{pp} = 0,491 \times 6,58 \times 1 = 3,23 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 0,571 \times 5,15 = 2,94 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du plancher terrasse : } G_t = 6,76 \times 33,89 = 229,09 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation terrasse: } Q = 1 \times 33,89 = 33,89 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_t = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot} + G_{ps}) + 1.5(Q)$$

$$N_t = 1.35 (1,58 + 3,23 + 229,09 + 2,70 + 2,94) + 1.5(33,89)$$

$$N_t = \mathbf{374,214 \text{ KN}}$$

4.1.2 Plancher étage courant

$$\text{La surface: } S = 6,58 \times 5,15 = 33,89 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids des solives : } G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 0.224 \times 5,15 \times 4 = 1,15 \text{ KN}$$

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

$$G_{pp} = 0,422 \times 6,58 \times 1 = 2,78 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 0,571 \times 5,15 = 2,94 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du poteau : } G_{pot} = 0,883 \times 3,06 = 2,70 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'étage courant : } G_t = 5,11 \times 33,89 = 173,18 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation étage courant: } Q = 1,5 \times 33,89 = 50,84 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_c = 1.35 (G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot} + G_{ps}) + 1.5(Q)$$

$$N_c = 1.35 (1,15 + 2,78 + 173,18 + 2,70 + 2,94) + 1.5(50,84)$$

$$N_c = \mathbf{322,97 \text{ KN}}$$

4.2 Calcule Nsd:

$$N_{sd} = N_t + 3N_c = 374,214 + 3 \times 322,97 = 1989,064 \text{ KN}$$

4.3 Vérification de l'élément au flambement

4.3.1 Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{306 \times 1}{12,74} = 24,01 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{306 \times 1}{7,49} = 40,85 \text{ cm}$$

4.3.2 Calcul de l'élancement réduit λ :

$$\lambda = \pi(E/F_y) 0,5 = 93,9 \epsilon = 93,9 \text{ Est l'élancement Eulérien}$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda y}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{24,01}{93,9} \sqrt{1} = 0,25$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda z}{\lambda_1} \sqrt{\beta} = \frac{40,85}{93,9} \sqrt{1} = 0,43$$

$$\lambda_{max} = \lambda_z = 0,43 > 0,18 \dots\dots\dots \text{(Il y'a risque de flambement)}$$

4.3.3 Vérification du risque de flambement:

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

- β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section $\beta_A = 1$ pour la section de classe 1
- χ_{min} : est le facteur de réduction pour le mode de flambement considéré.
- $A = 11250 \text{ mm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1,1$ est le coefficient partiel de sécurité du matériau pour la résistance au flambement.

Tableau IV.12 : courbe de flambement

Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 \leq 1$ $t_f = 11 \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	B C

Courbe de flambement b pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : $\chi_y = 0,896$

Courbe de flambement c pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $\chi_z = 0,859$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,859 \times 1 \times 112,50 \times 2350}{1,1} = 206452,840 \text{ daN}$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \quad \text{Donc le poteau est vérifié au flambement}$$

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

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

IV.5 Conclusion:

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

Tableau IV.13 :Résultats du pré-dimensionnement

Eléments		Profilé adopté
Solives	Plancher terrasse	IPE 240
	Plancher étage courant	IPE200
Pouters principal	Plancher terrasse	IPE 330
	Étage courant	IPE300
Pouters secondaire	Plancher terrasse	IPE360
	Plancher étage courant	IPE360
Poteau		HEA220



Chapitre V :
Étude du plancher mixte

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous avons étudié un planchers mixte (acier-béton), avec dalle collaborant, ou la dalle est en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire qui joue le rôle d'un coffrage perdu fabriqué en tôle nervurée (TN40). La dalle est dite collaborant, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier-béton, qui solidarisent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

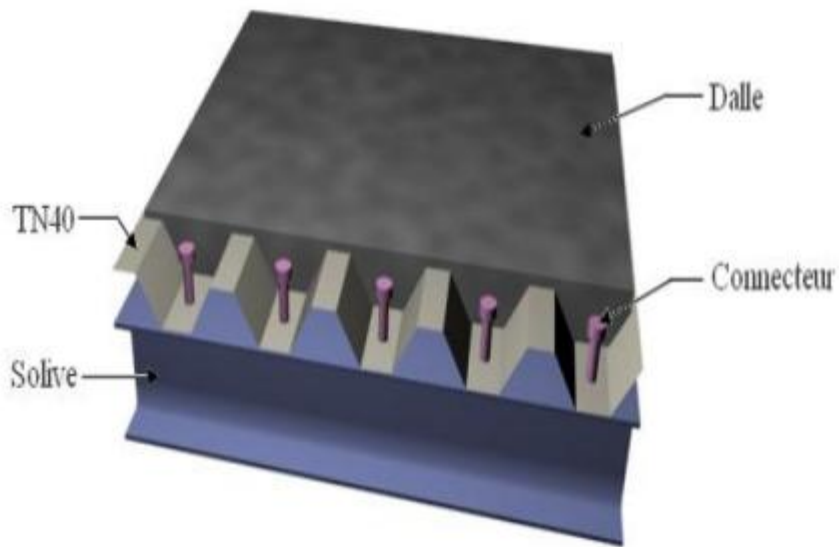


Figure V.1: Elément d'un plancher mixte.

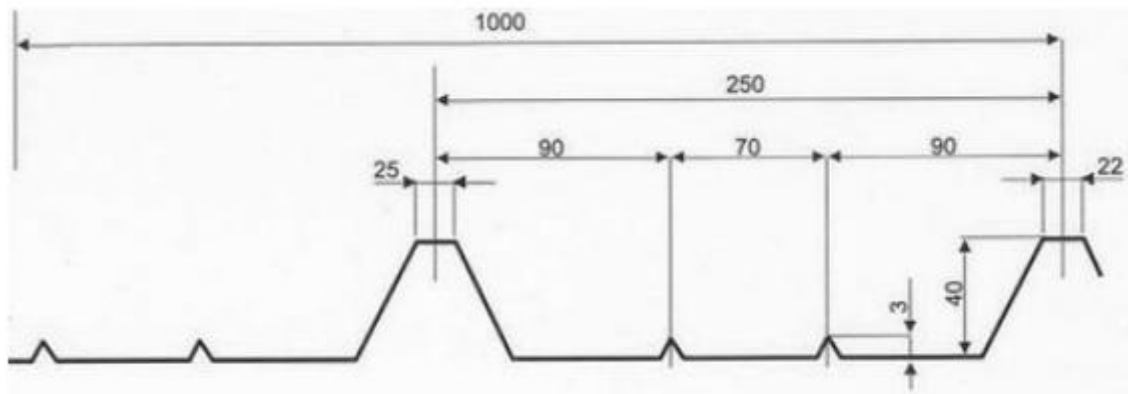


Figure V.2 : Dimension de la TN 40.

V.2 Caractéristique de la tôle profilée

Tableau V. 1: Caractéristiques du bac d’acier TN 40.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m ²)
40	5	250	750	1	0.15

V.3 Etude des solives

3.1 Au stade de montage etage courant

3.1.1 Evaluation des charges

Tableau V. 2: évaluation des charges.

Charges	Permanente	poids propre de la solive.....gs=22,4daN/m. poids de la tôle TN40.....gp=13x1,03=13,39daN/m. poids propre de la dalle ...gc=0.12x 2500 x 1=300daN/m	G=335,79 daN/m
	Exploitation	Exploitation	Q=100daN/m
Combinaison	ELU	q=1,35G+1,5Q	q=603,32 daN/m
	ELS	q=G+Q	q=435,79 daN/m

3.1.2 vérifications à la résistance(ELU)

du tableau de profilé est de classe 1

3.1.3 Vérification de l’effort de tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{qul}{2} = \frac{603,32 \times 5,15}{2} = 1553,55 daN$$

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

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

$$A_v = 28,5 \times 10^2 - [2(100 \times 8,5) + (5,6 + 2(12)) \times 8,5]$$

$$A_v = 8,984 cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8,984 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11081,14 daN$$

Donc : $V_{sd} = 1553,55 daN < V_{pl,Rd} = 11081,14 daN$ Condition vérifiée.

3.1.4 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{sd} \leq M_{elRd}$$

$$M_{sd} = \frac{qul^2}{8} = \frac{603,32 \times 5,15^2}{8} = 2000,19 \text{ daN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y \times W_{pl}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 220,6}{1,1} = 47128,18 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2000,19 \text{ daN.m} < M_{plRd} = 47128,18 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

3.1.5 Vérification à l'ELS :

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

et $\bar{f} = l / 250$

$$\bar{f} = 515 / 250 = 2,06 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4,3579 \times (515)^4}{384 \times 210000 \times 1943} = 0,97 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,97 \text{ cm} < \bar{f} = 2,06 \text{ cm} \dots \dots \dots$ conditon vérifiée

3.2 Au stade finale

3.2.1 Plancher étage courant

A. Evaluation des charges

Tableau V. 3:Evaluation des charges.

Charges	Permanente	Cloison de répartition $e_p=10\text{cm} \dots 90 \text{ daN/m}^2$ Revêtement en carrelage(2cm)40 daN/m^2 Mortier de pose (2 cm)..... 40 daN/m^2 Isolation thermique(4cm)...16 daN/m^2 Poids de la dalle $e_p(12\text{cm}) \dots \dots \dots 300 \text{ daN/m}^2$ TN40...15 daN/m^2 Fauxplafond...10 daN/m^2 Poids de la solive22,4 daN/m	G=533,4daN/m
----------------	-------------------	---	---------------------

	Exploitation	Q=150daN/m²	Q=150daN/m
Combinaison	ELU	q=1,35G+1,5Q	q =945,09daN/m
	ELS	q=G+Q	q=683,4daN/m

B. Caractéristiques de la dalle mixte

➤ calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff)

beff =min (2L0/8 ; e)

avec :

- *L0=L : la longueur de la solive
- * beff =min (2(5.15)/8 ; 1.30)=min(1,287 ; 1,30)=1.287m
- * e: entres axes des solives ; e=1,30 m

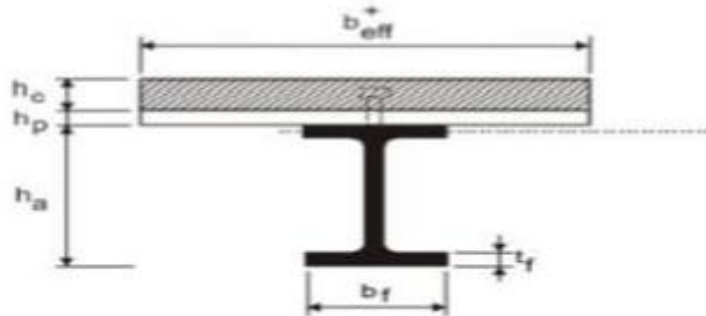


Figure V.3: La largeur participante de la dalle en béton (beff)

- Calcul de la section équivalente acier-béton
- $S = A + B/n$

Avec :

- A : section de l’IPE200= 28,5cm
- B : section de la dalle en béton =12x100=1200 cm²
- n : coefficient d’équivalence : n=15

Donc : $S = 28,5 + 1200 / 15 = 108,5\text{cm}$

3.3 vérifications à l’ELU

3.3.1 vérification de l’effort tranchant On doit vérifier la condition suivante:

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{qul}{2} = \frac{945,09 \times 5,15}{2} = 2433,61 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) t_f] = 8,984 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8,984 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11081,14 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} = 2433,61 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 11081,14 \text{ daN}$ Condition vérifiée

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

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

$$M_{sd} = \frac{qul^2}{8} = \frac{945,09 \times 5,15^2}{8} = 3133,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 220,6}{1,1} = 47128,18 \text{ daN. m}$$

$M_{sd} = 3133,27 \text{ daN. m} < M_{plRd} = 47128,18 \text{ daN. m} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

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

- Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28,5 \times 2350}{1,1} = 60886,36 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton

$$F_c = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

- $h_c = 80 \text{ mm}$

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

$$F_c = \frac{0,85 \times 80 \times 1,287 \times 10^3 \times 25}{1,5}$$

$$F_c = 1458600 \text{ daN.}$$

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

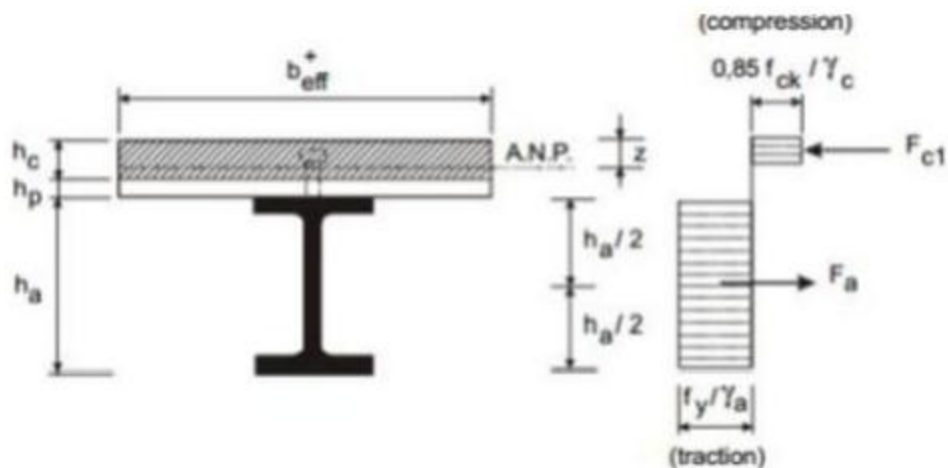


Figure V.4: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)

D'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$Z = 60886,36 \div 18232,5 = 3,33 \text{ cm}$$

3.5 Vérification du moment de résistance plastique :

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

$$M_{ply,d} = Fa (h / 2 + h c + h p - z / 2) = 60886.36x (200/ 2 + 80 + 40 + 33,3/ 2)$$

$$M_{ply,d} = 14408,757 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 3133.27 \text{ daN.m} < M_{plRd} = 14408.757 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.5.1 Vérification à l'ELS.

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.
- E : module d'élasticité de l'acier.

$$I_y = IA + Ad^2 + \frac{IB}{n} + \frac{beff \times hc}{n} \times (t + \frac{h}{2} - d)^2$$

Avec :

- IA : inertie propre de l'**IPE200** ; IA= 1943cm⁴
- hc : hauteur de la dalle seul ; hc= 8cm
- IB : inertie de la section en béton ; $IB = \frac{beff \times hc^3}{12} = \frac{128,7 \times 8^3}{12} = 5491,2 \text{ cm}^4$
- d : distance du centre de gravité du profilé (GA) a l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left(\frac{beff \times hc}{n} \times (t + \frac{h}{2}) \right) \div \left(Aa + \frac{beff \times hc}{n} \right)$$

$$d = \left(\frac{128,7 \times 8}{15} \times (12 + \frac{20}{2}) \right) \div \left(28,5 + \frac{128,7 \times 8}{15} \right)$$

$$d = 15,54 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_y = 1317 + 23,9 \times (15,57)^2 + \left(\frac{5491,2}{15} \right) + \frac{128,7 \times 8}{15} \times \left(\frac{12+18}{2} - 15,54 \right)^2$$

$$I_y = 7499,33 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 676,8 \times 10^{-2} \times 515^4}{384 \times 2100000 \times 7499,33} = 0,39 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_h = 515 / 250 = 2,06 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,39 \text{ cm} < \bar{f}_h = 2,06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

V.4 Plancher terrasse

4.1 Evaluation des charges

Tableau V. 4:évaluation des charges.(permanentes et d'exploitation)

Charges		Protectiongravierroul(5 cm....85daN/m ² Etanchéité multicouche(5cm..12 daN/m ² Forme de pente en béton(10cm).220daN/m ² Isolation thermique(4cm)..... 16daN/m ² Poids de la dalle ep (12cm).....300daN/m ² TN4015daN/m ² Fauxplafond10 daN/m ² Poids de la solive.....30.7daN/m	G=678,7daN/m
Combinaiso	Exploitation	Q=100daN/m ²	Q=100daN/m
	ELU	q=1,35G+1,5Q	q=1066,24daN/m
	ELS	q=G+Q	q=778,7daN/m

4.1.1 vérification à L'ELU

A. Vérification de l'effort de tranchant On doit vérifier la condition suivante :

$$Vsd = \frac{qu l}{2} = \frac{1066,24 \times 5,15}{2} = 2745,56 daN$$

$$VplRd = \frac{Av \times fy}{\gamma M0 \sqrt{3}}$$

$$AV = A - [2bxtf + (tw + 2r)xtf] = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$VplRd = \frac{12,03 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 14838,16 \text{ daN}$$

Donc : $Vsd = 2745,56 daN < VplRd = 14838,16 daN$ Condition vrifiée.

B. Vérification de la condition de résistance (moment *fléchissant*) :

$$Msd \leq MplRd$$

$$Msd = \frac{qu l^2}{8} = \frac{1063,68 \times 5,15^2}{8} = 3526,43 \text{ daN} \cdot m$$

$$Mplrd = \frac{fy \times wely}{\gamma M0} = \frac{235 \times 366,6}{1,1} = 78319,09 daN \cdot m$$

$Msd = 3526,43 daN \cdot m < Mplrd = 78319,09 daN \cdot m$ Condition vérifiée.

4.1.2 Vérification à l'ELS

$$fmax \leq \bar{f}$$

$$fmax = \frac{5ql^4}{384 Ely} \text{ et } \bar{f} = l / 250$$

$$\bar{f} = 515 / 250 = 2,06 \text{ cm}$$

$$fmax = \frac{5 \times 778,7 \times 10^{-2} \times 515^4}{384 \times 210000 \times 7499,33} = 0,45 \text{ cm}$$

$fmax = 0,45 \text{ cm} < \bar{f} = 2,06 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

V.5 Etude des poutres principales IPE300

5.1 Vérification au stade de montage

5.1.1 Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs

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

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

Avec:

$L_1=5,15$ et $L_2=3$ longueur de deux solives consécutives (on choisira les deux portées les plus longues)

Tableau v. 5: Evaluation des charges.(ELU/ELS)

	qsd(daN/m)	Rs(daN)	qeq=Rs/e (daN/m)
ELS	603,32	2458,53	1891,18
ELU	435,79	1775,84	1366,03

5.1.2 Vérifications à'ELU

A. vérification de l'effort tranchant On doit vérifier la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1366,03 \times 6,58}{2} = 4494,24 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) x t_f] = 48,11 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{48,11 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 59340,32 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} = 4494,24 \text{ daN} < V_{plRd} = 59340,32 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

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

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1366,03 \times 6,58^2}{8} = 7393,02 \text{ daN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628,4}{1,1} = 118995,45 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 7393,02 \text{ daN} < M_{plRd} = 118995,45 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

5.1.3 Vérification à l'ELS

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} =$$

$$\text{et } \bar{f} = l / 250$$

$$\bar{f} = 658 / 250 = 2,63\text{cm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1891,18 \times 10^{-2} \times 658^4}{384 \times 2100000 \times 8356} = 2,63\text{cm}$$

$$f_{max} = 2,63 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2,63\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

5.1.4 Vérification au déversement

Le déversement est empêcher par la tôle souder sur la poutre, donc la poutre en **IPE300** est vérifier au stade de montage.

5.2 Vérification au stade final

5.2.1 Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives Rs

Tableau V. 6: Evaluation des charges

	qsd (daN/m)	Rs (daN)	qeq = Rs / e(daN/m)
ELU	945,09	3851,24	2962,49
ELS	683,4	2784,85	2142,19

5.2.2 Caractéristiques de la dalle mixte

A. calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff) :(D.T.R.-B)

$$beff = \min (2L0/8 ; e)$$

avec :

- L0=L : la longueur de la poutre principale
- beff =min (2L0/8 ; e)=min(1,64 ; 5,15)=1,64m
- e: entres axes des poutres principales ; e=5,15 m

B. Calcul de la section équivalente acier-béton :

C. $S = A + B/n$

Avec :

- A : section de l'IPE300= 53,8cm²
- B : section de la dalle en béton =12x150=1800 cm²
- n : coefficient d'équivalence : n=15

$$\text{Donc : } S = 53,8 + 1800 / 15 = 182,8 \text{ cm}^2$$

5.3 vérifications à l'ELU :

5.3.1 vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante:

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{qul}{2} = \frac{2962,49 \times 6,58}{2} = 9746,59 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - [2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f] = 48,11 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{48,11 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 59340,32 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} = 9746,59 \text{ daN} < V_{plRd} = 59340,32 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

5.3.2 Vérification de la condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{qul^2}{8} = \frac{2962,49 \times 6,58^2}{8} = 16033,14 \text{ daN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628,4}{1,1} = 134249,09 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 16033,14 \text{ daN.m} < M_{plRd} = 134249,09 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée.

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

- Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{53,8 \times 2350}{1,1} = 114936,36 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton

$$F_c = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

* $h_c = 80 \text{ mm}$

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

$$F_c = \frac{0,85 \times 80 \times b_{eff} \times 25}{1,5} = \frac{0,85 \times 80 \times 1,645 \times 25}{1,5} = 18643,333 \text{ daN}$$

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

D'où :

$$Z = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \div \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$Z = 114936,36 \div 18643,333 = 6,1 \text{ cm}$$

5.3.4 Vérification du moment de résistance plastique :

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

$$M_{ply,d} = Fa \left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{z}{2} \right) = 114936,36 \times \left(\frac{300}{2} + 80 + 40 + \frac{61,6}{2} \right)$$

$$M_{ply,d} = 34572857,09 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 16033,14 \text{ daN.m} < M_{ply,d} = 34572857,09 \text{ daN.m}$Condition vérifiée .

5.3.5 Vérification à l'ELS

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

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

- L : la portée de la solive.
- I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.
- E : module d'élasticité de l'acier.

$$I_y = IA + Ad^2 + \frac{IB}{n} + \frac{beff \times hc}{n} \times \left(t + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

* IA : inertie propre de l'IPE300 ; IA= 8356cm⁴

* hc : hauteur de la dalle seul ; hc= 80cm

* IB : inertie de la section en béton ; $IB = \frac{beff \times hc^3}{12} = \frac{164,5 \times 8^3}{12} = 7018,66 \text{ cm}^2$

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

$$d = \left(\frac{beff \times hc}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} \right) \right) \div \left(\frac{Aa + beff \times hc}{n} \right)$$

$$d = \left(\frac{164,5 \times 8}{15} \right) \times \left(\frac{12+30}{2} \right) \div \left(53,8 + \frac{164,5+80}{15} \right)$$

$$d = 26,28 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = IA + Ad^2 + \frac{IB}{n} + \frac{beff \times hc}{n} \times \left(t + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_y = 8356 + 53,8 \times 26,28^2 + \frac{7018,66}{15} + \frac{164,5 \times 8}{15} \times \left(12 + \frac{30}{2} - 26,28 \right)^2$$

$$I_y = 871015,90 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI_y}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 2142,93 \times 10^{-2} \times 658^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 871015,90}$$

$$\text{et } \bar{f}_h = l / 250 \quad \bar{f}_h = 658 / 250 = 2,63 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,02 \text{ cm} < \bar{f}_h = 2,63 \text{ cm}$condition vérifier.

V.6 Calcul de la connexion Acier-béton

6.1 Choix des dimensions des connecteurs suivant Eurocode4

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

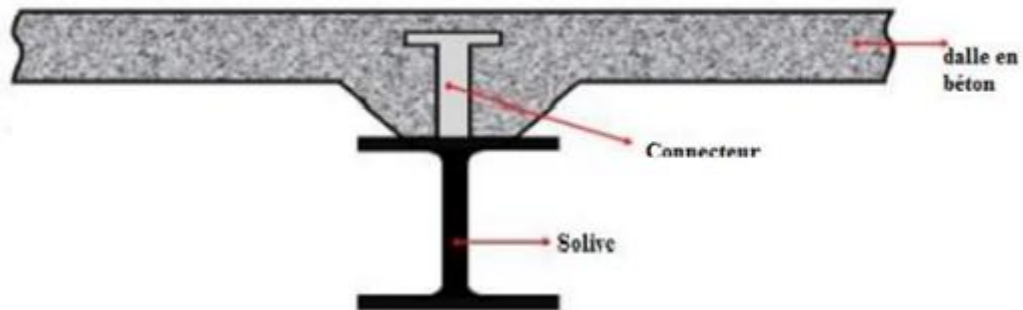


Figure V.5: La position d'un connecteur.

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 $[0,15 \times d]$. 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 $0,4d$, où d est le diamètre du fût du goujon. On adopte comme connecteurs des goujons à têtes ductiles, de hauteur $h_g=90\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$ acier.

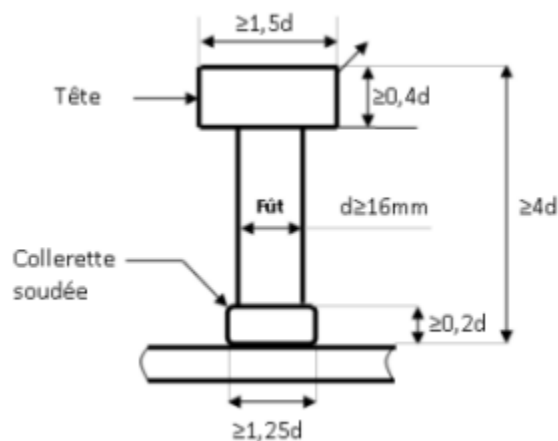


Figure V.6. Dimensions minimales des goujons

6.2 Calcul du nombre de connecteurs n:

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur Prd (section 6.3 ou 6.5EC4):

$$N \geq \frac{VL}{Prd}$$

Avec :

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

Prd : La résistance de calcul d'un connecteur.

6.3 Calcul de la résistance d'un connecteur

VL = Fcf (EC4 formule 6.6)

prd= min(prd(1) , prd(2))

$$prd(1) = 0,8 \times fu \times \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v}$$

$$prd(2) = 0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{Fck \times Ecm} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

Avec :

- d= 16mm : Le diamètre du fût du goujon.
- Fu =430N/mm²: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.
- Fck =25 Mpa: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.
- Ecm= 22000($\frac{Fck}{10}$)^{0,3} = 31476 Mpa : La valeur moyenne du module sécant du béton.
- hg =90mm : La hauteur hors-tout du goujon.
- hg/d=90/16 = 5,62 > 4, donc α=1.
- γv = 1,25: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime des connecteurs.

Avec :

Prd=min

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0,8 \times fu \frac{\pi d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{Cisaillement du goujon} \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{fck \times Ecm} \times \frac{1}{\gamma_v} & \text{écrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} prd(1) = 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 16^2}{4 \times 1,25} = 55304,192 \text{ N} \\ prd(2) = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1,25} = 52685,089 \text{ N} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\text{Prd} = \text{Prd} (1) = 52685,08 \text{ N}$$

V.7 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ 0,85 \times \left(\frac{F_{ck}}{\gamma_s} \right) \times b_{eff} \times h_c \end{array} \right.$$

Aa: aire de l'élément structural IPE180 = 23,9 cm²

hC : section efficace de béton : beff × t = 1000 cm²

fy : 235 MPa (S235)

γa : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1

γb : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5

γs: coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15

Fck : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{23,9 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 510590,90 \text{ daN} \\ 0,85 \times \left(\frac{25}{1,15} \right) \times 1000 \times 80 = 1478260,87 \text{ daN} \end{array} \right.$$

D'où

$$F_{cf} = 510590,90 \text{ daN}$$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$N \geq \frac{V_1}{Prd} = \frac{510590,90}{52685,08} = 9,69 \text{ on opte pour } N = 10 \text{ goujon}$$

V.8 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique Lcr. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques. Selon le règlement (EC4), une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.

- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives

Donc :

$L_{cr} = \frac{L}{2}$ alors l'espaceur des connecteurs S est : $S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2 \times N} = \frac{515}{2 \times 10} = 25,75 \text{ cm}$ Donc l'espaceur entre les goujons est de 25,75 cm.

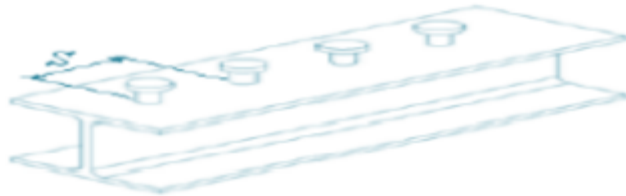
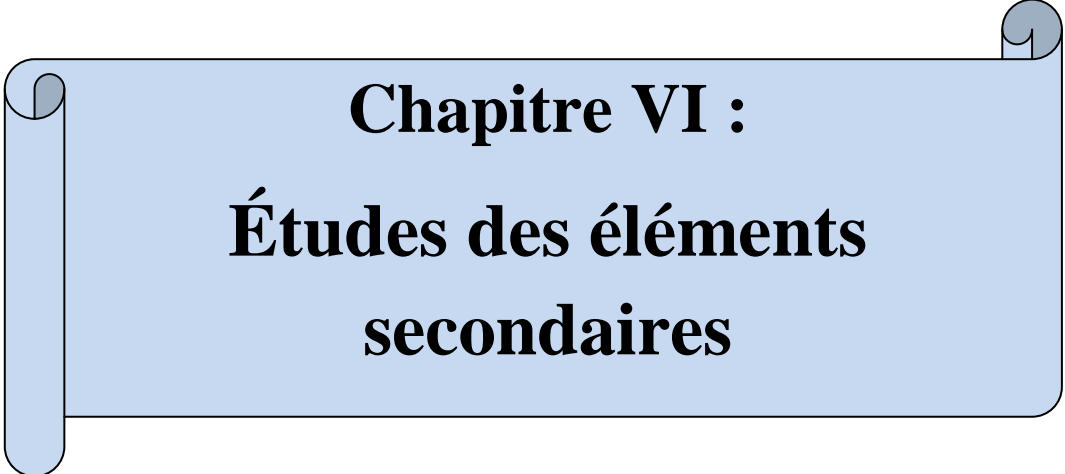


Figure V.7. Distance entre goujon

Donc, les connecteurs dont les dimensions : diamètre du fût $d=16\text{mm}$, hauteur $h=90\text{mm}$; espacés de 25,75cm entre eux uniformément réparties sur toute la longueur des solives, sont disposés pour solidariser la dalle avec les solives.

V.9 Conclusion

A travers cette étude nous avons démontrés que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posé sur des solives **IPE240,IPE200** supporte les charges horizontales (permanente, exploitation et neige), appliqué au niveau de chaque étage de la structure. La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 16 mm, espacées de 25,75 cm entre eux.



Chapitre VI :
Études des éléments
secondaires

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre on va définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis, le principe de la vérification consiste à choisir des profilés puis d'effectuer une vérification à la résistance et à la stabilité sous charges pondérées par contre pour la vérification relative à la flèche, la vérification sera effectuée sous charges non pondérées, les éléments concernés par cette étude sont: les escaliers, les balcons, l'acrotère, les formules de vérification utilisées sont tirées de l'**EUROCODE 3** règlement de conception et de calcul des structures en acier.

VI.2 Etude des escaliers

2.1 Introduction

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

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

contremarches successives.

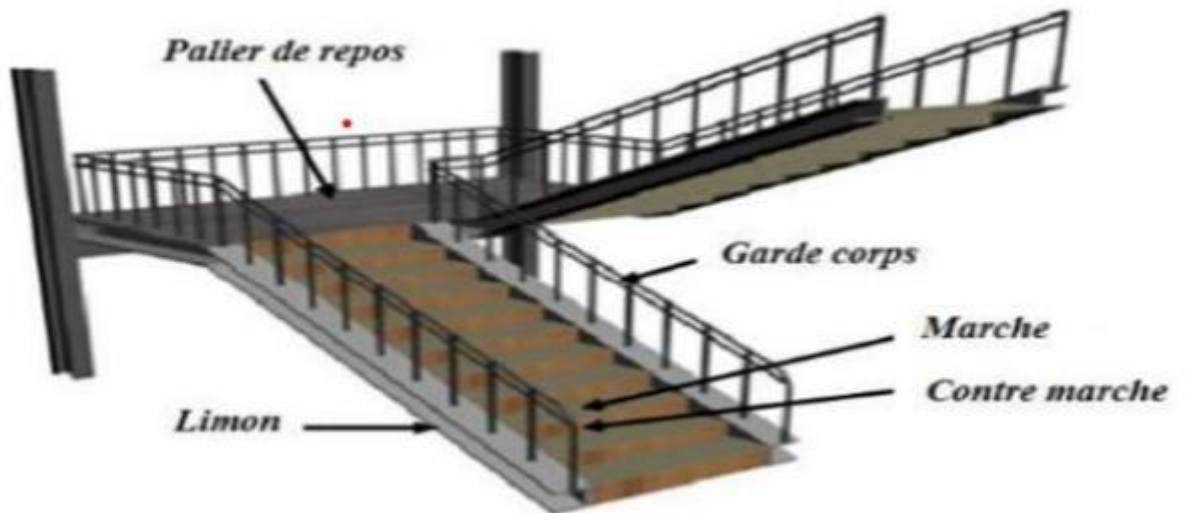


Figure VI-1 : vue en plan l'escalier.

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).

2.2.1 Choix des dimensions

FORMULE DE BLONDEL :

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

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

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

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

2.2.2 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

La hauteur de l'étage : $h = 3.06 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier :

La largeur de volée est : $l = 1.5 \text{ m}$

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

nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{306}{17} = 18$$

n = 18 marches.

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

La largeur d'une marche est : $g = 29,4$ cm

2.2.3 Vérification de la formule de BLONDEL

$$2H + G = 2 \times 17 + 29,4 = 63,4 \text{ cm}$$

59 < 63,4 < 66 cm..... La formule est vérifiée

Donc : la formule de BLONDEL est vérifiée

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.

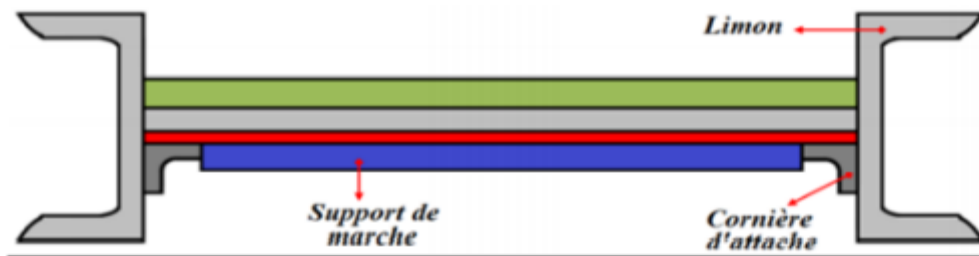


Figure VI. 2: Disposition des cornières

La longueur de la marche $L = 1,45$ m

La largeur de la marche $l = G = 0,294$ m

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

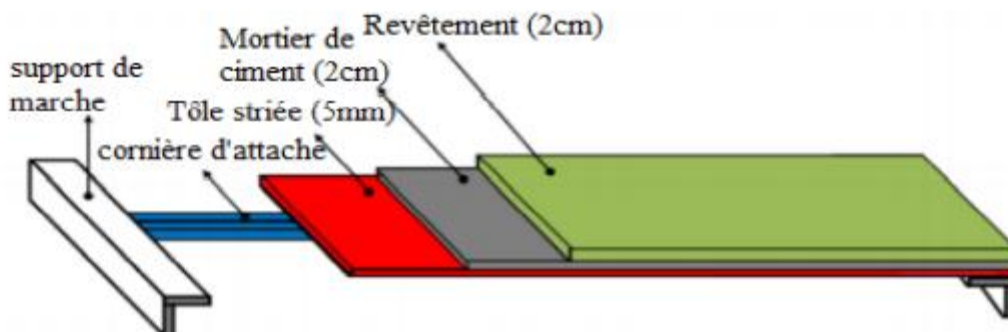


Figure VI. 3: charges repris par la cornière

A. Détermination de la section de cornière

Evaluation des charges:

Les charges permanentes

- Tôle striée (5mm) G1= 45 daN/m²
- Mortier de ciment (2cm) G2= 40 daN/m²
- Revêtement (2cm) G3= 40 daN/m²

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,294 = 36,75 \text{ daN/m}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 250 \times 0,294 = 73,5 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 36,75 + 73,5 = 110,25 \text{ daN/m}$$

B. Pré dimensionnement des supports de marches

- Condition de flèche :

$f \leq f_{adm}$ Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est $f = \frac{5ql^4}{384EI}$

et la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{300}$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 110,25 \times 145^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 6,25 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **L 45 × 45 × 5** Avec : **$I_y = 7,84 \text{ cm}^4$**

Tableau VI. 1: Caractéristique et dimension de L45×45×4

Cornière L 45 × 4 5 × 5				
G (daN/m)	h =b(mm)	T (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)
3,44	45	5	7	3,5
I _y =I _z (cm ²)	i _y =i _z (cm)	W _{el,y} =W _{el,z} (cm ³)		A (cm ²)
7,84	1,36	2,43		4,30

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

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + G_{cornière} = (45 + 40 + 40) \times 0,294 + 3,44 = 40,19 \text{ daN/m}$$

G=40,19 daN

Les combinaisons des charges :

• ELS

$$q = G + Q = 40,19 + 73,5 = 113,69 \text{ daN/m}$$

• ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 40,19 + 1.5 \times 73,5 = 164,50 \text{ daN/m.}$$

2.3.2 Vérification à la flèche

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI_y} \dots\dots\dots\text{Cornière sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 113,69 \times 1450^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 7,84 \times 10^7} = 3,97 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1450}{300} = 4,83 \text{ mm}$$

f=3,97 mm < fadm = 4,83 mm..... (condition Vérifiée).

2.3.3 vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{164,50 \times 1,45}{2} = 119,26 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{4,30 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 5303,74 \text{ daN}$$

Vsd = 119,26 daN < Vpl,rd =5303,74 daN(condition Vérifiée)

2.3.4 vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{164,50 \times 1,45^2}{8} = 43,23 \text{ daN. m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2,43 \times 10^{-6} \times 23,5 \times 10^6}{1,1} = 51,91 \text{ daN.m}$$

Msd = 43,23 daN.m < Mc,rd = 51,91 daN.m..... (condition Vérifiée)

Conclusion :

Les cornières L 45 x 45 x 5 convient comme cornière d'attache.

2.4 dimensionnement de la poutre Limon :

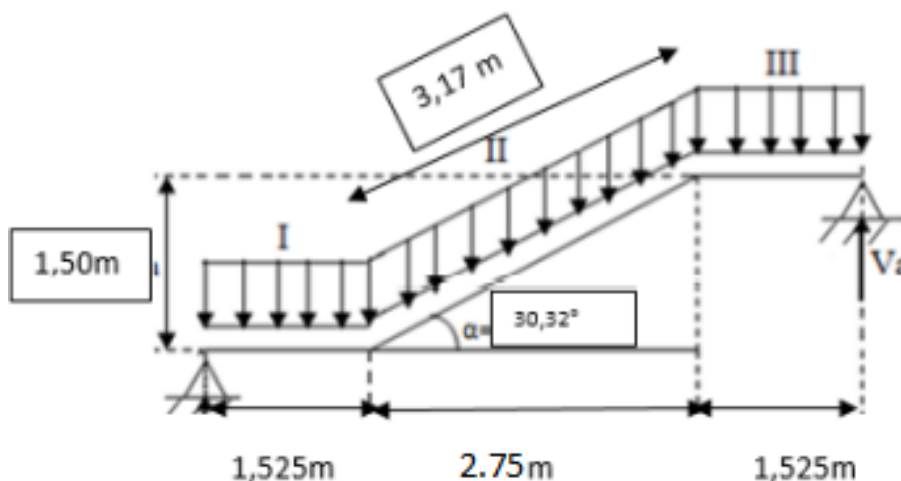


Figure VI. 4: Répartition des charges sur un limon

2.4.1 Evaluation des charges

Volée :

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

Poids des cornières (45 x 45 x 5) : Pc= 3,44 daN/m

Tôle d'épaisseur (e =5mm) :G1= 45 daN/m²

Mortier de pose :G2= 40 daN/m²

Revêtements carrelages :G3 = 40 daN/m²

Garde-corps (cloison) :PG = 100 daN/m

Charge totale : GT = (G1 + G2 + G3) x d + Pc + PG = (45 + 40 + 40) x 1,45 + 3,44 + 100 = **284,69daN/m**
Charge totale pour 1 limon : G = GT / 2 = 284,69 / 2

G = 142,34 daN/m

B) Les charges d'exploitations :

Pour 1 limon : Q = 250 x 1.5 / 2

$Q = 187.5 \text{ daN/m}$

• Palier :

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

Tôle TN40.....G1= 15 daN/m²

Dalle en béton (12cm).....G2= 300 daN/m²

Mortier de pose.....G3= 40 daN/m²

Revêtement (2cm)..... G4= 40 daN/m²

La charge total

$GT = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d = (15 + 300 + 40 + 40) \times 1,45$

GT = 572,75 daN/m.

La charge totale pour 1 Limon: $G = GT / 2 ; G = 572,75 / 2$

G = 286,37 daN/m.

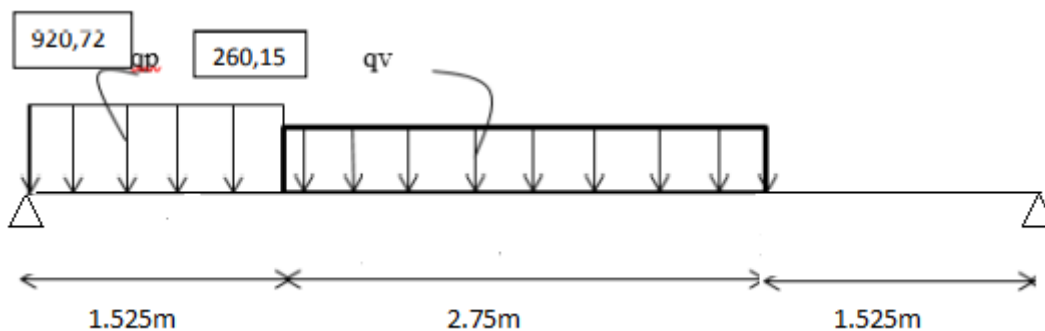


Figure VI. 5: Charges revenant au limon

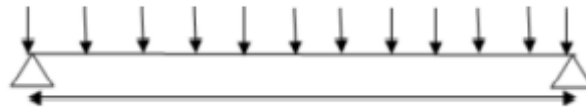
2.4.2 Calcul de la charge équivalente

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente. Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{286,37 \times (1,525 \times 2) + 142,34 \times 2,65}{6,58} = 190,06 \text{ daN/m}$$

$G_{eq} = 190,06 \text{ daN/m}$

$$G_{eq}=190,06\text{daN/m}$$



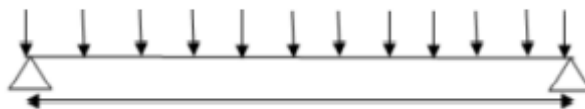
$$L=6,58\text{m}$$

Figure v.5. Charge équivalente(G)

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = \frac{250 \times 1,45}{2} = 181,25 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq}=181,25\text{daN/m}$$



$$L=6,58\text{m}$$

Figure v.6. Charge équivalente (Q)

2.5 Pré-dimensionnement des limons :

2.5.1 Combinaison de charge :

ELU

$$q = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq} = 1.35 (190,06) + 1.5 (181,25)$$

$$q=528,456 \text{ daN/m}$$

ELS

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 190,06 + 181,25$$

$$q = 371,31 \text{ daN/m}$$

2.5.2 Condition de flèche :

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

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = G_{eq} + Q_{eq} = 191,32 + 181,25 = 371,31 \text{ daN/m}$$

$$L = 6,58 \text{ m} = 658\text{cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 300 \times 371,31 \times 10^{-2} \times 658^3}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 1967,68 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN 220 avec $I_y=2690 \text{ cm}^4$.

Tableau VI.2. Caractéristique et dimension UPN 220

UPN 220								
G (daN/m)	b(mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1(mm)	r2 (mm)	A (cm ²)	d (mm)	h (mm)
24,9	80	9	12,5	12,5	6,5	37,4	167	220
Iz (cm ⁴)	iz(cm)	Wel.y(cm ³)	Wpl,y(cm ³)	Iy(cm ⁴)		iy(cm)	Wel.z(cm ⁴)	Wpl,z(cm ³)
197	2,30	245	292	2690		7,70	33,6	64,1

La classe de la section :

•Semelle comprimée :

$$C = \frac{b-tw}{tf} = 5,68 \text{ mm} < 9\varepsilon = 9 \text{ mm}$$

Donc la semelle est de classe 1

• Ame fléchi :

$$\frac{d}{tw} = 18,55 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \text{ mm}$$

Donc l'âme est de **classe1**

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

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{528,456 \times 6,58}{2}$$

$$V_{sd} = 1738,62 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{20,62 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 25433,32 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1738,62 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 25433,32 \text{ daN} \dots\dots\dots(\text{condition Vérifier})$$

Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{528,456 \times 6,58^2}{8}$$

$$M_{sd} = 2860,03 \text{ daN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{292 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 6238,18 \text{ daN.m}$$

$Msd = 2860,03 \text{ daN.m} < Mpl,rd = 6238,18 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ (condition Vérifiée

Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$Msd \leq Mb,rd = \frac{XLT \times Bw \times Wply \times fy}{\gamma m0}$$

Calcul du moment critique au déversement (MCR):

$$MCR = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times Iz}{L^2} \sqrt{\frac{Iw}{Iz} + \frac{L^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times Iz}}$$

Avec : $\vartheta = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : Moment d'inertie de torsion.

Iw : Moment d'inertie de gauchissement.

Iz : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$MCR = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 197 \times 10^4}{6580^2} \sqrt{\frac{14,6 \times 10^9}{197 \times 10^4} + \frac{6580^2 \times 80769,23 \times 16 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 197 \times 10^4}}$$

$$MCR = 124993758,8 \text{ N mm}$$

Calcul de l'élancement géométrique : λ_{LT}

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times Wply}{Mcr}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 632 \times 10^3}{124993758,8}}$$

$$\lambda_{LT} = 69,548$$

calcul de l'élancement réduit λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta w} \quad \text{Avec : } \beta w = 1 \text{ (pour les sections de classe 1 et 2)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \epsilon$$

$$\lambda_{LT} = \frac{69,548}{93,9} \sqrt{1} = 0,746$$

Détermination de X_{LT} :

$$XLT = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

avec : $XLT \leq 1$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

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

$T = 0,49$ Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (0,746 - 0.2) + 0,746^2] = \mathbf{1,1811}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,1811 + [1,181^2 - 0,746^2] 0.5}$$

$$X_{LT} = \mathbf{0,4769}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,4769 \times 1 \times 292 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{b,rd} = \mathbf{2974, daN m}$$

$$M_{sd} = 2860,03 \text{ daN.m} < 2974,98 \text{ daN/m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

UPN 220 convient pour la poutre palière

2.6 Etude de la poutre palière des limons

2.6.1 Evaluation de charges

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

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

ELU :

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

$$R = (1,35 \times 190,06 + 1,5 \times 181,25) \times (6,58)/2 = 1738,62 \text{ daN}$$

ELS:

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

$$R = (190,06 + 181,25) \times 6,58/2 = 1221,60 \text{ daN}$$

- **Condition de flèche :**

$$f \leq f_{adm}$$

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

répartie donc la flèche est $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{300}$ On aura :

$$I_y \geq \frac{5 \times 1221,60 \times 658^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 6473,62 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE A300 $I_y=7173 \text{ cm}^4$

• **semelle comprimée :**

$$C = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{150}{2}}{9,2} = 8 \text{ mm} < 10\varepsilon = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

• **Ame fléchi :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{6,1} = 40,75 \text{ mm} < 72\varepsilon = 72 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

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

Tableau VI. 3: Dimensions et caractéristique D'IPEA300

IPEA 300								
h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	D(m)	G(kg/m)	A(cm ²)
150	297	6,1	9,2	15	7,5	248,6	36,5	46,5
I _y (cm ²)	w _{ely} (cm ³)	i _y (cm)	w _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	w _{elz} (cm ³)	I _t	w _{plz} (cm ³)	Avz
7173	483,1	12,42	541,8	519	69,20	13,43	107,3	22,25

Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$v_{sd} \leq v_{plrd}$$

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

$$V_{sd} = \frac{1838,62 \times 6,58}{2} = 6049,05 \text{ daN}$$

$$v_{plrd} = \frac{A_a \times f_y}{M_0 \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{30,18 \times 2350}{1,1 \sqrt{3}} = 27443,82 \text{ daN}$$

$v_{sd} = 6049,05 \text{ daN} < v_{plrd} = 27443,82 \text{ daN} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$Msd \leq Mpl; Rd$$

$$Msd = \frac{ql^2}{8}$$

$$Msd = \frac{1838,62 \times 6,58^2}{8}$$

$$Msd = 9950,70 \text{ daN.m}$$

$$Mpl; Rd = \frac{fy \times Wply}{\gamma m0}$$

$$Mplrd = \frac{2350 \times 541,8 \times 10^{-2}}{1,1}$$

$$Mplrd = 11574,81 \text{ daN. m}$$

$$Msd = 9950,70 \text{ daN. m} < Mpl; Rd = 11574,81 \text{ daN. m} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$Msd \leq Mb,rd = \frac{XLT \times Bw \times Wply \times fy}{\gamma m0}$$

Calcul du moment critique au déversement (MCR):

$$MCR = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times Iz}{L^2} \sqrt{\frac{Iw}{Iz} + \frac{l^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times Iz}}$$

$$\text{Avec : } \vartheta = 0.3$$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)}$$

$$G = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : Moment d'inertie de torsion.

Iw : Moment d'inertie de gauchissement.

Iz : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$MCR = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 519 \times 10^4}{6580^2} \sqrt{\frac{107,2 \times 10^9}{519 \times 10^4} + \frac{6580^2 \times 80769,23 \times 13,43 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 519 \times 10^4}}$$

$$MCR = 8426558024 \text{ N mm}$$

Calcul de l'élancement géométrique : λ_{LT}

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times Wply}{Mcr}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,8 \times 10^3}{8426558024}}$$

$$\lambda_{LT} = 11,53$$

calcul de l'élanement réduit λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (pour les sections de classe 1 et 2)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ E}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{11,53}{93,9} \sqrt{1} = 0,122$$

Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

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.

$T = 0,49$ Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (0,122 - 0.2) + 0,122^2] = \mathbf{0,508}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,508 + [0,508^2 - 0,122^2]^{0.5}}$$

$$X_{LT} = \mathbf{0,9988}$$

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,9988 \times 1 \times 541,8 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{b,rd} = \mathbf{11560,92 \text{ daN m}}$$

$M_{sd} = 9950,70 \text{ daN.m} < 11560,92 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

IPEA300 convient pour la poutre palière

VI.3 Etude de l'acrotère

3.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 55cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M

dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

3.2 Calcul à L'ELU

3.2.1 Evaluation des sollicitations

1. Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S$ Avec :

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

$$G = 25 \left[(0,1 \times 0,50) + (0,1 \times 0,1) - \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) \right]$$

$$G = 1,47 \text{ kN/ml}$$

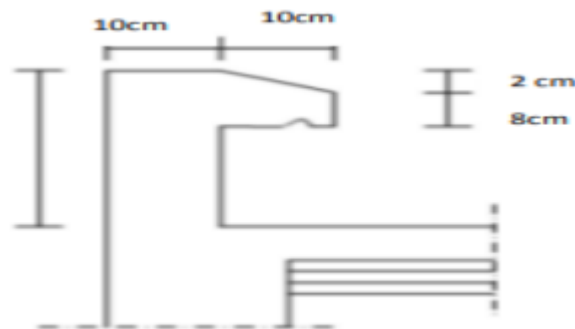


Figure VI. 8: coupe verticale

2. Surcharge d'exploitation

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

3. Effort normal N dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1,47 \text{ KN}$$

4. Moment fléchissant M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \quad M_Q = 1 \times 0,50 \times 1 = 0,50 \text{ KN.m}$$

5. Effort tranchant :

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

6. Schéma statique :

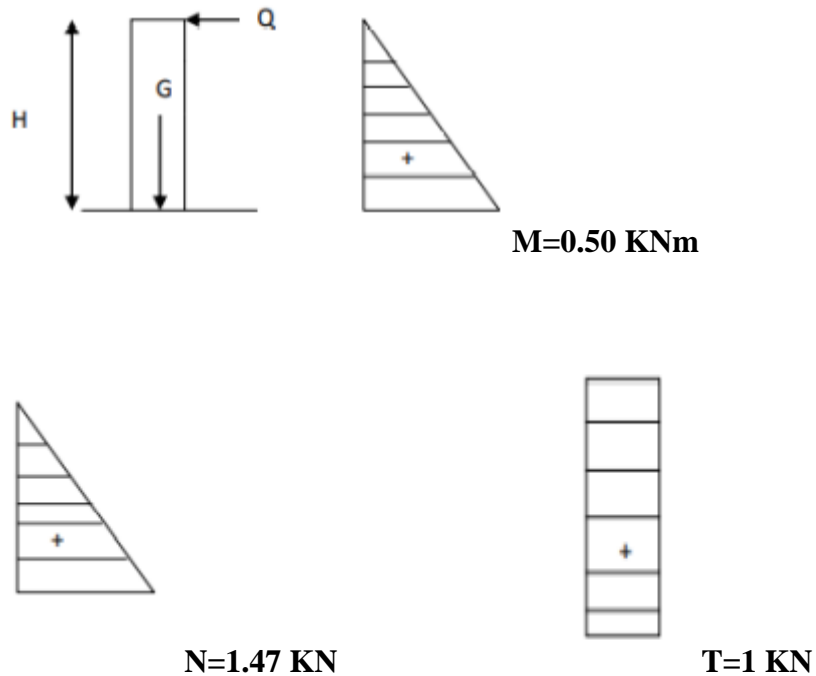


Figure VI. 9: Diagramme des moments et efforts

3.2.2 Combinaison de charge

A L'ELU :

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

• effort normal de compression :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,47$$

$$N_u = 1,98 \text{ Kn}$$

•Moment de flexion :

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

$$M_u = 1,5 \times 0,50$$

$$M_u = 0,75 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

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

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

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

A L'ELS :

la combinaison est : $G + Q$

- **effort normal de compression :**

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,47 \text{ Kn}$$

- **Moment de flexion**

$$M_s = MQ$$

$$M_s = 0,50 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T$$

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

3.3 Ferrailage

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

Soit :

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

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

3.3.1 Position du centre de pression :

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

$$e_u = \frac{0,75}{1,98}$$

$$e_u = 0,378 \text{ m} = 37,8 \text{ cm}$$

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

$$\frac{M_u}{N_u} = 37,8 > 3 \text{ cm}$$

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

A. Calcul en flexion simple

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec: } g = e_u + \frac{h}{2} - c \quad g = 0,378 + 0,03 = 0,41 \text{ m}$$

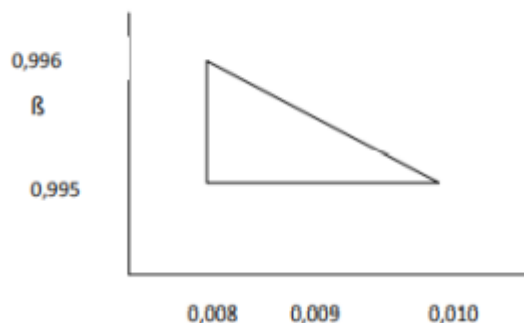
$$M_f = 1,98 \times 0,41 = 0,81$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0,81 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 8,91 \times 10^{-3} < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section) On a } \mu = 8,91 \times 10^{-3}$$

Interpolation linéaire :



$$\beta = 0,9995$$

Armature fictive : (flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,81 \times 10^3}{0,9955 \times 8 \times 348} = 0,292 \text{ cm}^2$$

Armature réelles : (flexion composée)

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,292 - \frac{1980}{348 \times 100} = 0,235 \text{ cm}^2$$

B. Vérification a L'ELU

• **Condition de non fragilité : (BAEL91/99)**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,235 < A_{min} = 0,966$ La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Aratures de répartitions : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } s_t = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement : (BAEL91/99)

- La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u < \tau$$

$$\tau = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau} = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) \quad \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5Q$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (pas de risque de cisaillement)}$$

•Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/99)

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \tau_s e$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \psi_s = 1,5$$

Avec :

ψ_s : coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1,5$)

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres $\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi$

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se}(\text{bar})$ condition vérifier

Donc pas de risque d'entraînement des barres

• **Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit(Ls).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et } \tau_u = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 30 \text{ cm}$

• **Espacement :**

Armature principales :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification a L'ELS

• **Calcul du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad +$$

$$e_s = \frac{0,50}{1,47} = 0,340 \text{ m} = 34,00 \text{ cm}$$

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

$$\frac{M_s}{N_s} = 34,00 > 3 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

• Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}(\text{bar})$$

$$\sigma_{bc}(\text{bar}) = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta = 0,920 \quad k_1 = 47,50 \quad \alpha_1 = 0,24$$

On aura :

$$\sigma_s = \frac{0,50 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 201} = 33,79$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{33,79}{47,50} = 0,711$$

$\sigma_{bc} = 0,711 < \sigma_s = 33,79$ Condition vérifiée

• Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}(\text{bar})$

$$\sigma_{st}(\text{bar}) = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 100 \sqrt{n \times f_{t28}})\right]$$

$$\sigma_{st}(\text{bar}) = \min[266,66 ; \max(200 ; 201,63)]$$

$\sigma_{st}(\text{bar}) = 201,63$ Condition vérifiée

3.4 Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec St= 20 cm

Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec St= 25 cm

VI.4 Etude de la console du balcon

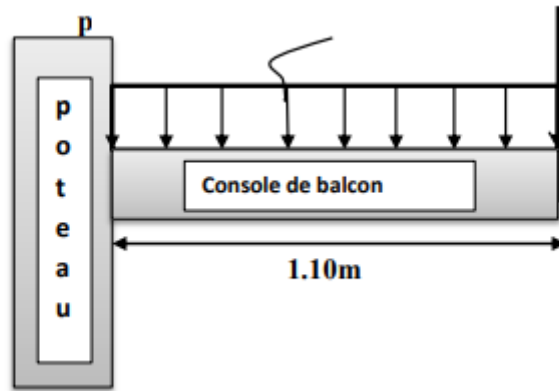


figure VI. 10: : charges sur le balcon.

4.1 Evaluation des charges

• **Charge permanentes :**

- Dalle en béton armé :.....200 daN/m²
- TN40 :10 daN/m²
- Mortier de pose :36 daN/m²
- Couche de sable :36 daN/m²
- Revêtement carrelage : 40 daN/m²
- Poids du mur :52 daN/m²
- Charge totale :374 daN/m²
- poids du garde-corps : $P=180 \times \frac{3,5}{2} \times 1 = 315$ daN

• **Charge d’exploitation :**

• $Q = 350 \times \frac{3,5}{2} = 612.5$ daN/m

4.1.2 combinaison d’action

ELU :

$q_{ELU}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 374+1,5 \times 612.5=1423.65$ daN/m

$p_{ELU}=1,35P=425.25$ daN

ELS :

$q_{ELS}=G+Q=986.5$ daN/m

$p_{ELS}=p=315$ daN

4.2 -pré-dimensionnement de la console du balcon (condition de rigidité)

$$f_{max} = \frac{q_{ELS} \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{p_{ELS} \times L^3}{3 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{(900 \times 986,5 \times 1,10^3 + 2400 \times 315 \times 1,10^2) \times 10^4}{24 \times 2,1 \times 10^6} = 415,97 \text{ cm}^2$$

soit un IPE A140 avec $I_y = 434,90 \text{ cm}^4$

4.2.1 vérification à l'ELU

A. Détermination de la classe de la section (IPEA140) :

- âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,5}{3,8} = 29,61 \leq 72\varepsilon \rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

- Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{73}{5,6} = 6,51 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

L'IPEA140 est de classe 1

B. vérification de l'effort tranchant :

Détermination de la réaction d'appuis R :

$$R = ql + p = 1423,65 \times 1,10 + 425,25 = 1991,27 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = ql + p - qx$$

À $x=0$

$$V_{sd} = ql + p = 1991,27 \text{ daN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{1,1 \times \sqrt{3}} = \frac{6,2 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 7647,26 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1991,27 \text{ daN} < V_{plRd} = 7647,26 \text{ daN}$ condition vérifiée.

$V_{sd} = 1991,27 < 0,5V_{plRd} = 3823,63$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

C. Vérification du moment fléchissant :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{71,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1529,63 \text{ daN m}$$

$$\sum M/x=0 ; M_{sd} = pl + \frac{q \times 10^2}{2} = 425,25 \times 1,10 + \frac{1423,65 \times 10^2}{2} = 1329,08 \text{ daN m}$$

$M_{sd} < M_{ply,Rd}$ condition vérifiée

4.3 vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

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

4.3.1 calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

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

$$M_{cr} = 1,879 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 36,41 \times 10^4}{5150^2} \times \sqrt{\frac{1,58 \times 10^6}{36,41 \times 10^4} + \frac{5150^2 \times 10,5 \times 10^4 \times 1,36 \times 10^3}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 36,41 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 3787222,073 \text{ N. mm}$$

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 71,6 \times 10^3}{3787222,073}}$$

$$\lambda_{LT} = 197,84$$

4.3.2 Calcul de l'élancement réduit λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_{LT} = \frac{197,84}{93,9} \times 1 = 2,10$$

4.3.3 Détermination de X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

avec : $X_{LT} \leq 1$

$$\phi_{LT} = 0.51 + [\alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

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

$T = 0,49$ Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0.51 + [0.21 (2,10 - 0.2) + 2,10^2] = 2,269$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2,269 + [2,269^2 - 2,10^2]^{0.5}}$$

$$X_{LT} = 0,3196$$

$$M_{b,Rd} = \frac{XLT \times \beta W \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,3196 \times 1 \times 632 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1}$$

$$M_{b,Rd} = 488,87 \text{ KN. M}$$

Msd=215 KN.m < Mb,Rd=488,8 KN.m il ya pas de risque au déversement donc

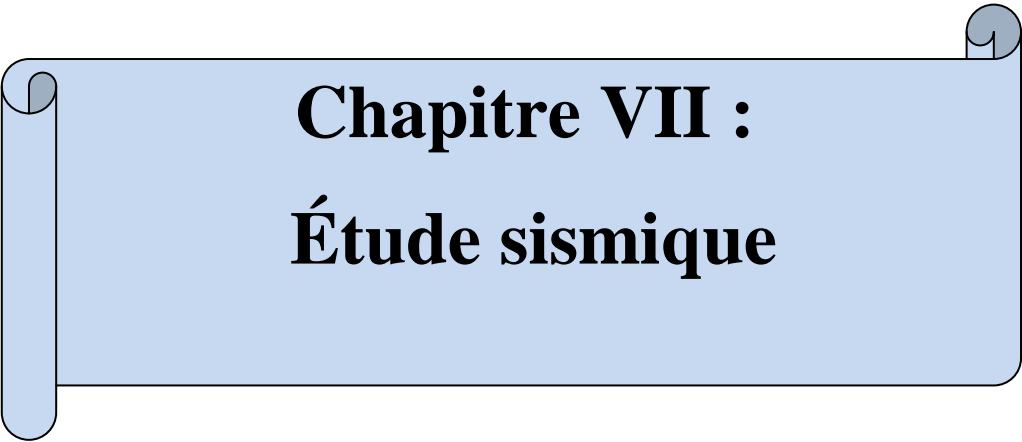
l'YPEA140 est opté comme console du balcon

VI.5 Conclusion

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

Tableau VI. 4: résultats du pré-dimensionnement

ELEMETS	PROFILE ADOPTE
LIMON	UPN220
POUTRE PALIERE	YPE A300
BALCON	YPEA140



Chapitre VII :
Étude sismique

VII.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement approprié. Cette étude s'appuie sur le règlement (**RPA99 /03**).

VII.2 Le séisme

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

VII.3 Analyse de la structure

3.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut-être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement. Les chargements statiques sont :

- le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitation

Les chargements dynamiques sont

- Les effets sismiques

3.2 méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le (RPA99/03).ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) la méthode statique équivalente (M.S.E)
- b) La méthode d'analyse modale spectrale
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.3 Choix de la méthode :

La vérification de l'aplicabilité de la méthode statique équivalente

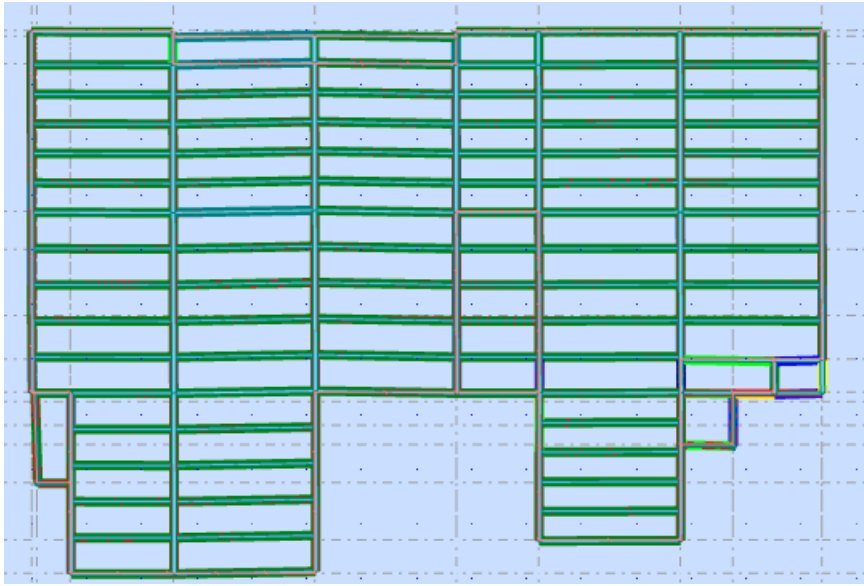


Figure VII.1. vue en plancher terrasse

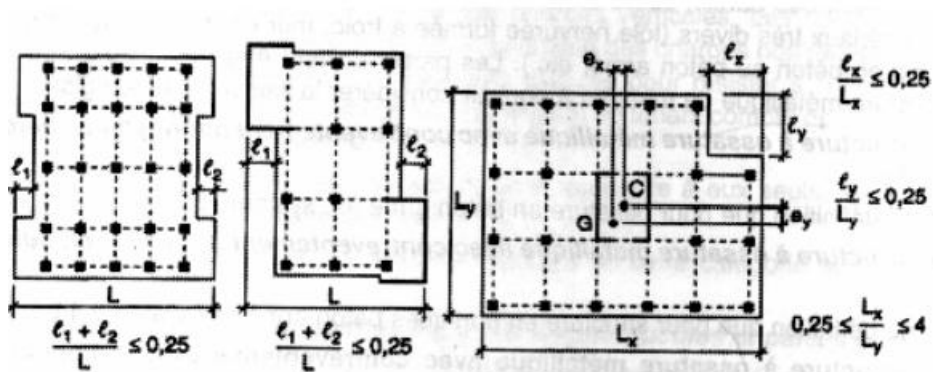


Figure VII.2. limites des décrochements en plan

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7.78}{19.74} = 0.39 > 0.25 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{10.95}{28.75} = 0.38 > 0.25 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Remarque : vu que la méthode statique n'est pas applicable dans le cas de cette étude, l'analyse sismique se fera avec la méthode spectrale modale.

Méthode spectrale modale

VII.4. Calcul de la force sismique totale :

le calcul est muni avec le logiciel de calcul par les éléments finis (ROBOT), le résultat final (la force sismique) est assimilé aux deux réactions horizontales qui sont données suite à l'application des combinaisons tenant compte de la charge sismique.

A) Combinaisons considérées :

Suivant x	Suivant y
0.8G+Ex	0.8G+Ey
G+Q+1.2Ex	G+Q+1.2Ey

Dans le cas de cette étude, l'intensité sismique (Ex et Ey) considérée, introduite sous forme d'un spectre dont le calcul est donné ci-après :

B) spectre de calcul :

pour une estimation correcte de spectre, plusieurs paramètres tenant compte de l'aspect architectural, le sol d'implantation et de la zone sismique sont exigés. Parmi ces paramètres nous pouvons citer :

- Facteur de qualité
- Le système de contreventement
- La zone sismique
- Le site
- Groupe d'usage
- Matériau constitutif

Le calcul de chacun de ces paramètres est donné ci-après :

1. Groupe d'usage :

La structure est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas (65 m) donc elle est classée en groupe 2.

2. Zone sismique:

La structure étudiée à Tizi Ouzou « Commune de Tizi Rached » donc la zone sismique considérée la Zone IIa.

3.Site d'implantation :

La structure étudiée est implantée sur un site meuble S_3 .

4.Contreventement :

Dans le cas de cette structure, les charges horizontales seront représentées par les portiques.

5.Matériaux utilisés :

Le matériau considéré dans cette étude est un acier léger .

6. Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum Pq \quad (\text{formule (4.4)})$$

est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non".

VIII.1. Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Critère Q	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
$\sum Pq$	0.2

$$Q=1+0.2=1.2 \quad \text{Donc : } Q=1.2$$

4- Coefficient de comportement global de la structure R :

(Ossature contreventée par portique) $\rightarrow R=4$

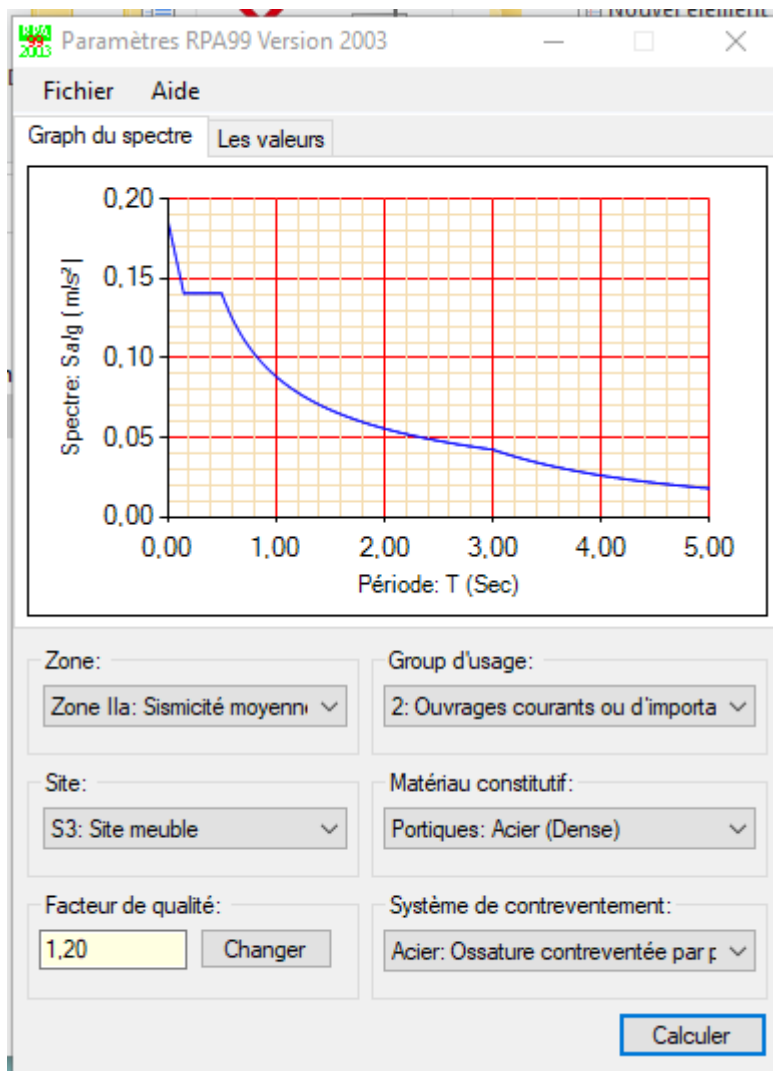
(tableau 4.3 RPA99/version 2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version 2003).

$T_1 ; T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Art 4.13 du RPA99/2003).

Site meuble S_3

$$T_1=0.15s$$

$$T_2=0.50s$$



c) Nombre des modes considérés (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque une des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Le nombre de modes à prendre en considération est de 15 modes, car c'est à ce mode que le 90% de mobilisation de masse modale effective dans les deux directions sont atteintes (Art 4.3.4 du RPA 2003).

d) Estimation de l'intensité sismique :

Après le calcul, la charge sismique est assimilée à les réactions au niveau des appuis, le tableau des résultats conclut que :

-la réaction suivant XX est notée $V_x = 21 \text{ KN}$

-la réaction suivant YY est notée $V_y = 16.45 \text{ KN}$

Conclusion :

Après le calcul des charges sismiques dans ce chapitre, leur intensité est comparée à l'autre charge due au vent . De cette comparaison, on conclut la charge due au vent est plus défavorable que la charge sismique .



Chapitre VIII :
Vérification des éléments

VIII.1 / Introduction

Ce chapitre est consacré à 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, séismiques 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, contreventement.....) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure....etc)

VIII.2 / Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT. On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré-dimensionné, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

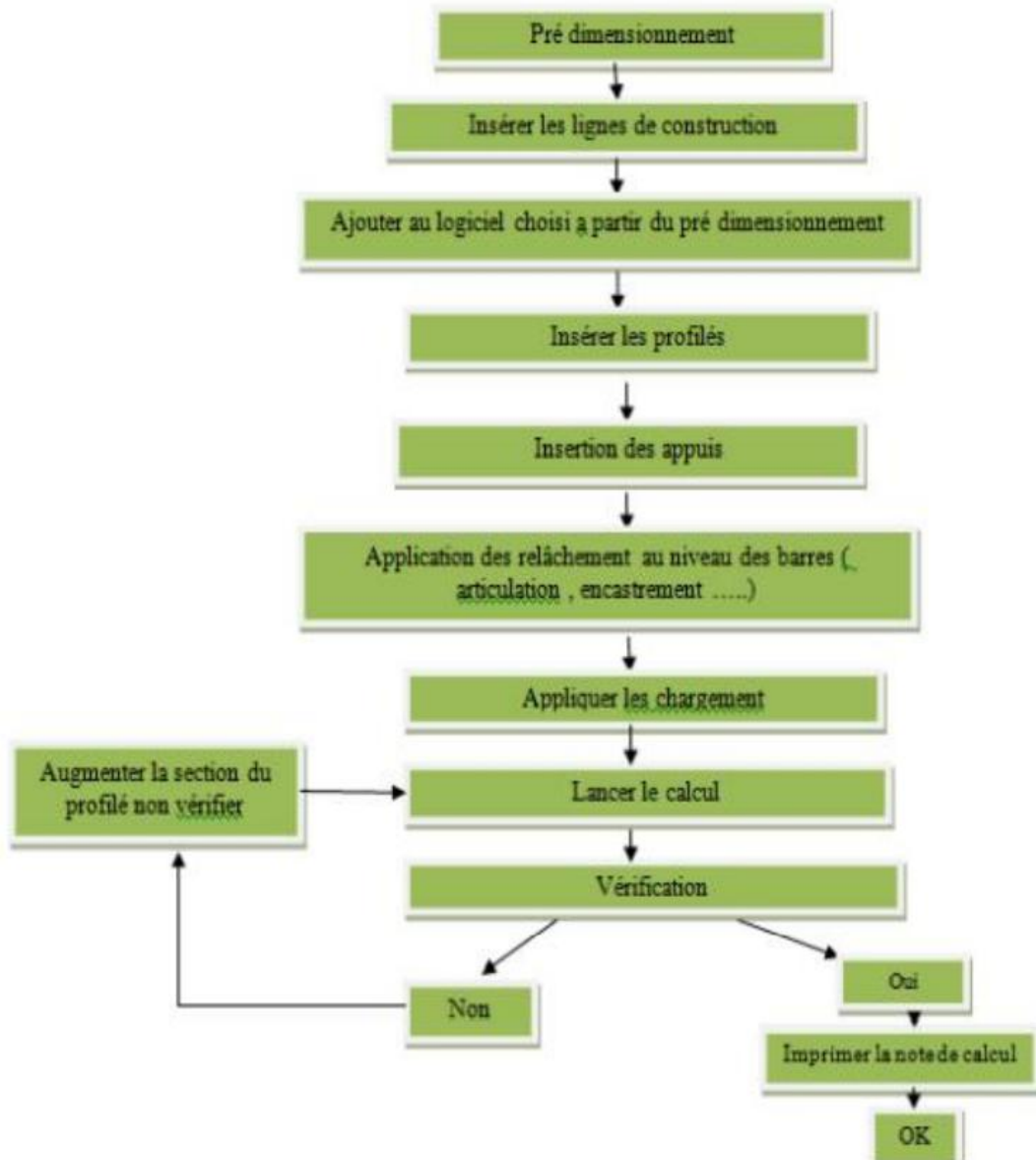


Figure VIII. 1: Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

VIII.3. Etapes de modélisation

3.1. Matériaux utilisés

a. Acier :

- La limite élastique de traction, $f_y=235$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

b. Béton

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa

- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} donné par la formule suivante :
 $f_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times f_{c28}$ (BAEL/96)
 $F_{t28} = 0.6 \times 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2 \text{ Mpa}$.
- Coefficient de poisson
- $\nu = 0$ à l'ELU
- $\nu = 0.2$ à l'ELS

VIII.4. Modélisation géométrique

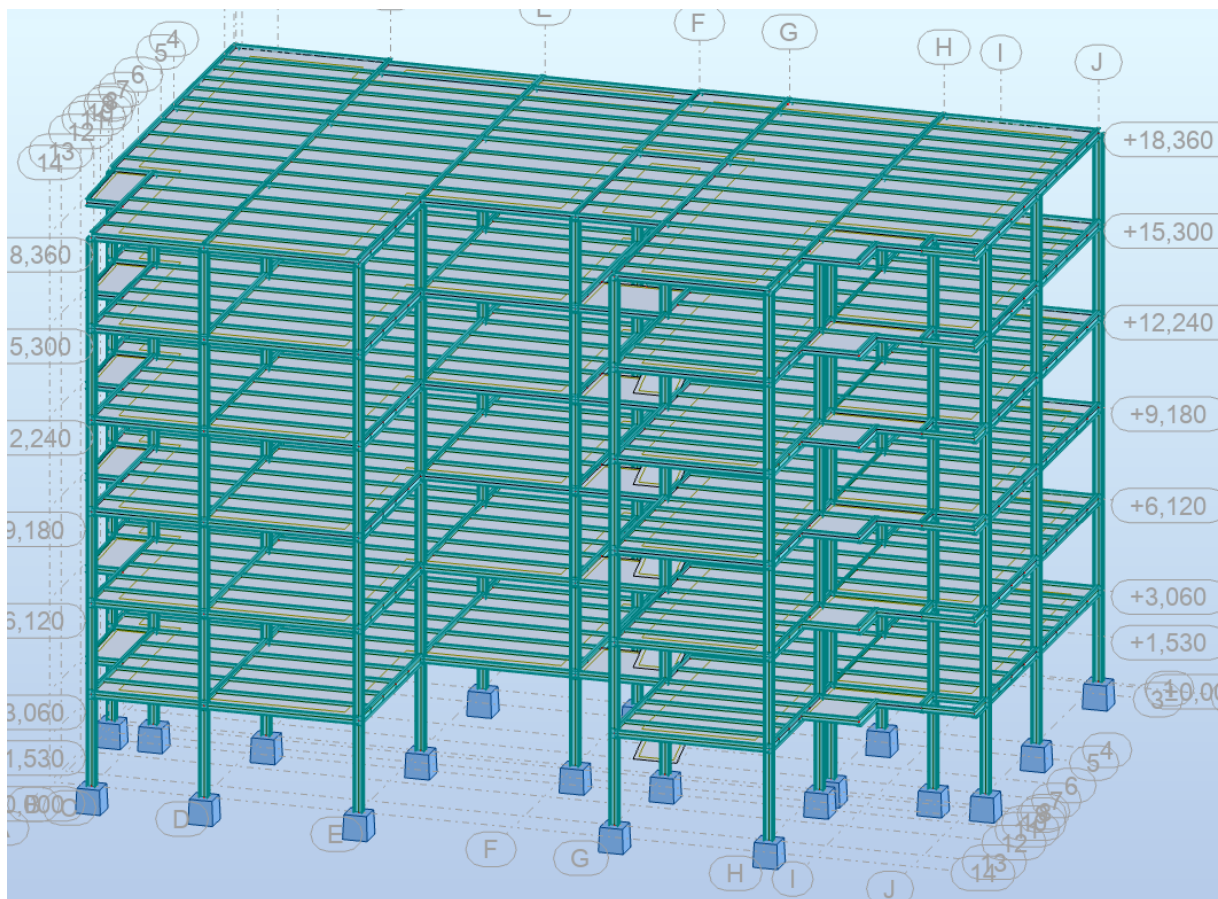


Figure VIII. 2 : Vue en élévation en 3D de la structure dans le plan XZ

Vue en plan du plancher :

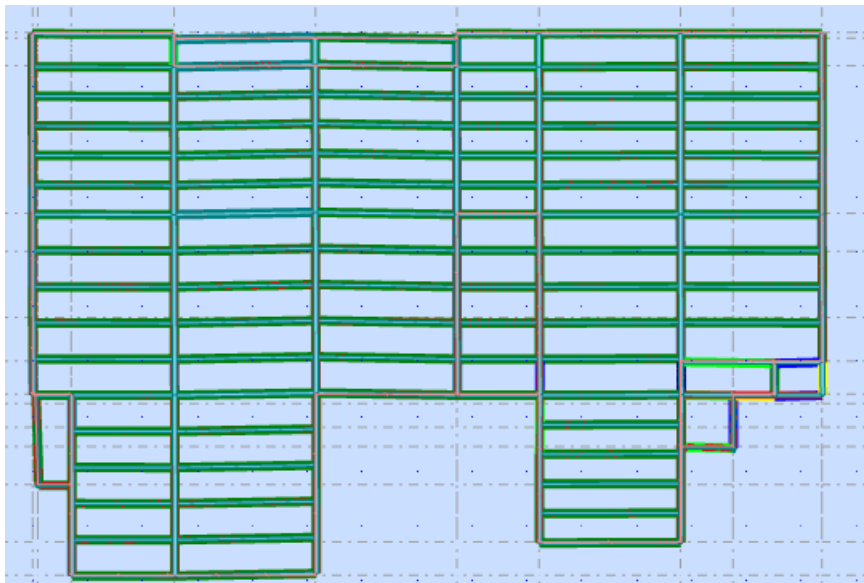


Figure VIII. 3: Vue en plan du plancher terrasse

4.1. Chargements

a. Pour le plancher étage courant :

La charge permanente $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b. Pour le plancher terrasse :

La charge dues au revêtement $G= 6.76 \text{ KN/ m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q= 1 \text{ KN/ m}^2$

c. Pour l'escalier :

la surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

4.2. Les Combinaisons d'actions

A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Accidentelle :

- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$

4.3. Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

4.3.1. Vérification a L'ELS et a L'ELU

a. Vérification des poteaux (HEA300):

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 10 Poteau_10

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 3.060 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 30 COMB11 (1+2+3+11)*1.35+(5+7+12+13)*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

h=29.000 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.000 cm

Ay=94.848 cm²

Az=37.278 cm²

Ax=112.528 cm²

tw=0.850 cm

Iy=18263.500 cm⁴

Iz=6309.560 cm⁴

Ix=75.300 cm⁴

tf=1.400 cm

Wply=1383.400 cm³

Wplz=641.181 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2038.838 kN

My,Ed = 14.604 kN*m

Mz,Ed = -0.484 kN*m

Vy,Ed = 0.264 kN

Nc,Rd = 2644.408 kN

My,Ed,max = -24.817 kN*m

Mz,Ed,max = -0.484

kN*m

Vy,T,Rd = 1286.825 kN

Nb,Rd = 2323.306 kN

My,c,Rd = 325.099 kN*m

Mz,c,Rd = 150.678

kN*m

Vz,Ed = 12.883 kN

MN,y,Rd = 85.255 kN*m

MN,z,Rd = 78.267

kN*m

Vz,T,Rd = 505.767 kN

Tt,Ed = -0.001 kN*m

Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

$$L_y = 3.060 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 3.060 \text{ m}$$

$$\lambda_{my} = 24.02$$

$$\lambda_{my} = 0.26$$

$$X_y = 0.98$$

$$k_{zy} = 0.52$$



en z:

$$L_z = 3.060 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 3.060 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 40.87$$

$$\lambda_{mz} = 0.44$$

$$X_z = 0.88$$

$$k_{zz} = 0.76$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{3.85} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 24.02 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{mz} = 40.87 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) +$$

$$k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) +$$

$$k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**c. Vérification des poutres principales(IPE360) :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:**

PIECE: 39 Poutre_39
L = 6.580 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 COMB2 (1+3+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.000 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.000 cm	Ay=48.841 cm ²	Az=35.137 cm ²	Ax=72.729 cm ²
tw=0.800 cm	Iy=16265.600 cm ⁴	Iz=1043.450 cm ⁴	Ix=36.200 cm ⁴
tf=1.270 cm	Wply=1019.220 cm ³	Wplz=191.104 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -22.466 kN	My,Ed = -189.065 kN*m	Mz,Ed = 0.079 kN*m
	Vy,Ed = -0.089 kN	
Nt,Rd = 1709.136 kN	My,pl,Rd = 239.517 kN*m	Mz,pl,Rd = 44.909
kN*m	Vy,T,Rd = 660.381 kN	
	My,c,Rd = 239.517 kN*m	Mz,c,Rd = 44.909
kN*m	Vz,Ed = -144.819 kN	
	MN,y,Rd = 239.517 kN*m	MN,z,Rd = 44.909
kN*m	Vz,T,Rd = 475.698 kN	
		Tt,Ed = 0.033 kN*m
		Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$My,Ed/MN,y,Rd = 0.79 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

d. Vérification des poutres secondaires (240) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 77 Poutre_77

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 5.150 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 COMB1 (1+3)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: psi

h=24.000 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=12.000 cm

Ay=27.311 cm²

Az=19.144 cm²

Ax=39.116 cm²

tw=0.620 cm

Iy=3891.630 cm⁴

Iz=283.634 cm⁴

Ix=11.600 cm⁴

tf=0.980 cm

Wply=366.679 cm³

Wplz=73.927 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -2.777 kN

M_{y,Ed} = -23.803 kN*m

M_{z,Ed} = -0.010 kN*m

V_{y,Ed} = 0.004 kN

N_{t,Rd} = 919.231 kN
kN*m

M_{y,pl,Rd} = 86.170 kN*m

M_{z,pl,Rd} = 17.373

V_{y,T,Rd} = 370.533 kN

M_{y,c,Rd} = 86.170 kN*m

M_{z,c,Rd} = 17.373

kN*m

V_{z,Ed} = -25.953 kN

kN*m	$MN_{y,Rd} = 86.170 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 17.373$
	$V_{z,T,Rd} = 259.729 \text{ kN}$	$T_{t,Ed} = -0.000 \text{ kN*m}$
	$M_{b,Rd} = 43.128 \text{ kN*m}$	Classe de la section =

1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 46.893 \text{ kN*m}$	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.49$
$L_{cr,low} = 5.150 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.36$	$f_{i,LT} = 1.35$	$X_{LT,mod} = 0.50$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,t,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,t,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.001 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.575 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 37 COMB18 (1+3+5)*1.00

$$u_z = 0.176 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.575 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 37 COMB18 (1+3+5)*1.00**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

d. Vérification des solives(IPE240):

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 87 Poutre_87

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$

$L = 5.150$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 COMB2 (1+3+2)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: s

$h=24.000$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=12.000$ cm	$A_y=27.311$ cm ²	$A_z=19.144$ cm ²	$A_x=39.116$ cm ²
$tw=0.620$ cm	$I_y=3891.630$ cm ⁴	$I_z=283.634$ cm ⁴	$I_x=11.600$ cm ⁴
$tf=0.980$ cm	$W_{ply}=366.679$ cm ³	$W_{plz}=73.927$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -0.148$ kN	$M_{y,Ed} = -34.597$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.033$ kN*m
	$V_{y,Ed} = -0.012$ kN	
$N_{t,Rd} = 919.231$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 86.170$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 17.373$
kN*m	$V_{y,T,Rd} = 370.285$ kN	
	$M_{y,c,Rd} = 86.170$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 17.373$
kN*m	$V_{z,Ed} = -31.594$ kN	
	$M_{N,y,Rd} = 86.170$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 17.373$
kN*m	$V_{z,T,Rd} = 259.619$ kN	
	$M_{b,Rd} = 43.128$ kN*m	$T_{t,Ed} = 0.003$ kN*m
		Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 46.893$ kN*m	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.49$
------------	------------------------	---------------	-----------------

Lcr,low=5.150 m

Lam_LT = 1.36

fi,LT = 1.35

XLT,mod = 0.50

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

$$u_y = 0.002 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 2.575 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

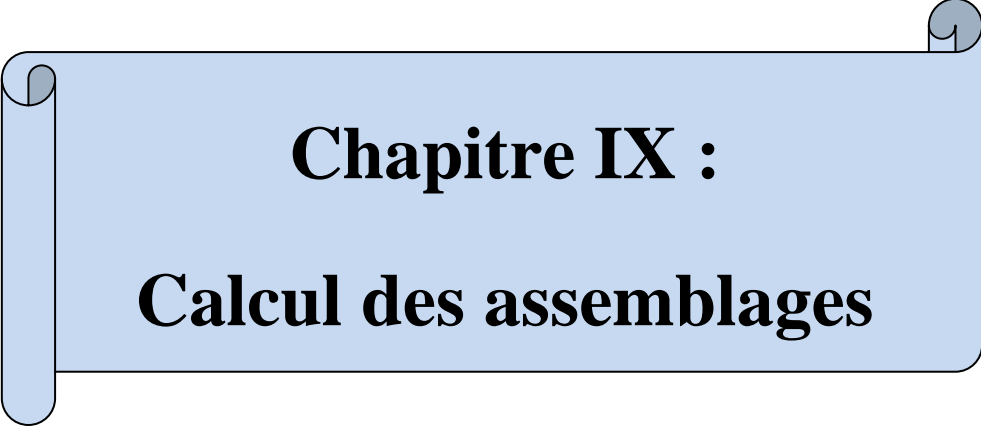
Cas de charge décisif: 38 COMB19 (1+3+2+5)*1.00

$$u_z = 0.350 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 2.575 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 37 COMB18 (1+3+5)*1.00**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****VIII.5. 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 :

Poteau	HEA300
Poutre principale	IPE360
Poutre secondaire	IPE240
Solives	IPE240



Chapitre IX :
Calcul des assemblages

IX.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.

IX.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, rabouages)
- 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.

IX.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 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 IX.1: Caractéristiques mécaniques des boulons de différentes nuances

Boulons	Classe de qualité	FYB (N/mm ²)	FUB (N/mm ²)
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

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.

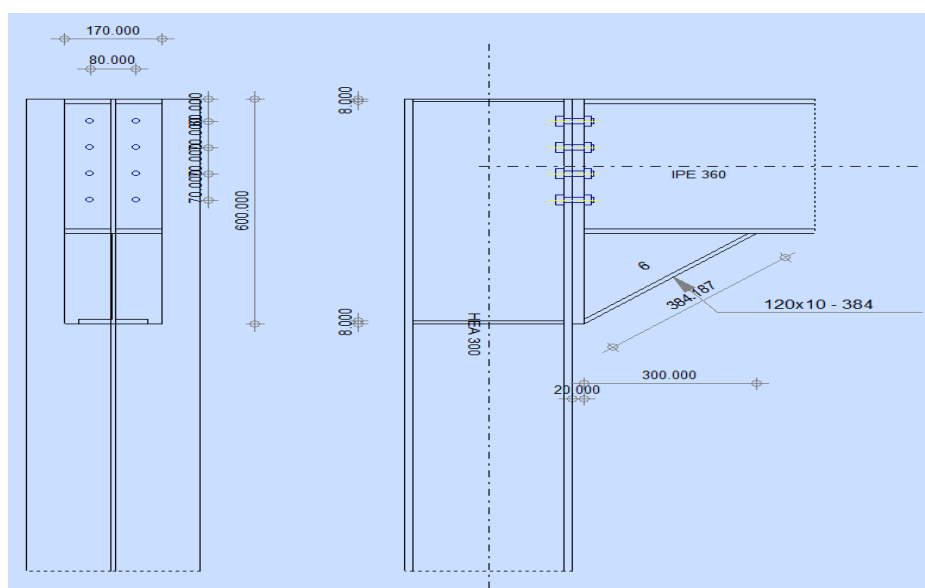
Parmi les assemblages:

- 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.

IX.4. Calcul des assemblages :

4.1 Assemblage Poteau– Poutre (HEA300- IPE360)



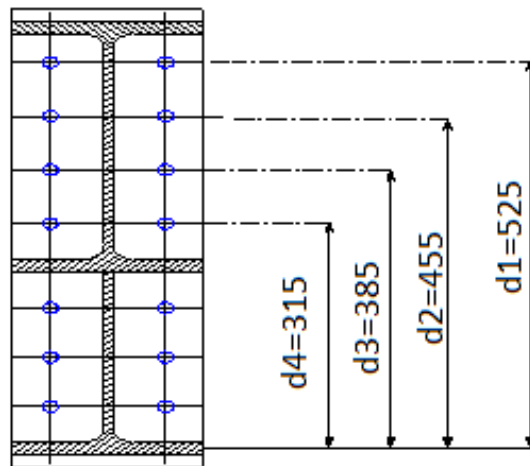
Données

L'assemblage est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M_{sd} = 155.50 \text{ KN.m}$
- un effort tranchant : $V_{sd} = 134.94 \text{ KN}$
- un effort normal : $N_{sd} = 22.39 \text{ KN}$

4.1.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus : $N_i = \frac{M d_i}{\sum d_i}$;



$$\sum_i^2 d = (0.525)^2 + (0.455)^2 + (0.385)^2 + (0.315)^2 = 0.7301 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{M \cdot d_1}{\sum_i^2 d} = \frac{81.637}{0.7301} = 111.82 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n_0 \cdot F_p$.. n_0 : est le n^{bre} des rangés =2 pour notre cas

Avec $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$, où :

.. F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,

.. f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 10.9,

.. A_s : L'aire de la section du boulon.

Soit $N_1 \leq n_0 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n_0 \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{111.82}{2 \times 0.7 \times 0.8} = 99.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit un boulon de diamètre } \emptyset = 14 \implies A_s = 7^2 \times 3.14 = 153.86 \text{ mm}^2$$

4.1.2. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{N_1' \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N_1 = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 86.16 \text{ KN (Pour un boulon)}$$

$$\text{Pour une rangé } N_1 = 86.16 \times 2 = 172.32 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } M_R = \frac{172.32 \times 0.7301}{0.525} = 239.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Vérification } M_R = 239.64 \text{ KN.m} > M_{sd} = 155.5 \text{ KN.m}$$

4.1.3. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_{sd} = 134.94 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort tranchant par boulon : } \frac{134.94}{14} = 9.64 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_b}{\gamma_{Ms}}$$

- F_s : la résistance au glissement,
- μ : le coefficient de frottement des pièces=0,3,
- m : le nombre d'interfaces de frottement=1,
- k_s : coefficient fonction de la dimension des trous=1,
- F_b : est la résistance du boulon = $N_1 = 111.82 \text{ KN}$

$$F_s = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{111.82}{1.25} = 26.83 \text{ KN}$$

$$\text{Vérification } V_1 < F_s \quad \text{ok}$$

4.1.4. Résistance de l'âme du poteau en traction

$$F_v \leq F_t$$

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

- t_{wc} : épaisseur âme de poteau = 8.5 mm
- $b_{eff} = p$ = entraxe rangées boulons = 70 mm

$$F_t = 235 \times 8.5 \times \frac{70}{1.25} = 111.86 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad F_t = 111.86 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}, \quad h = 360 \text{ mm}, \quad t_f = 12.7 \text{ mm}$$

$$F_v = \frac{155.5}{360 - 12.7} = 44.77 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad F_v = 44.77 \text{ KN}$$

Vérification $F_v \leq F_t$ vérifiée

4.1.5. Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

On va essayer de vérifier la compression sans raidissage

$$F_c = f_y \times t_w \times \left(1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

- σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
- $b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$
 - .. t_{fb} : épaisseur semelle poutre, = 12.7 mm
 - .. t_{fc} : épaisseur semelle poteau, = 14 mm
 - .. t_p : épaisseur platine extrémité, = ?
 - .. r_c : rayon de raccordement âme semelle de poteau. = 27 mm

a. Calcul de l'épaisseur de la platine t_p : on la calcul à partir de la relation suivante ;

$$t_p \geq \frac{F}{235 \left(\frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{c_s} \right)} \quad F = 22.39 \text{ KN}$$

b. Cordon de soudure :

$$\alpha \geq \beta_w \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{tw}{2} = 1 \times 1.25 \times \frac{8.5}{2} \quad \Longrightarrow \quad \alpha \geq 5.31 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 8 \text{ mm}$$

Détermination des côtes t_a, c_a, t_s et c_s

$$t_a = \frac{e}{2} - \frac{tw}{2} = \frac{80}{2} - \frac{8.5}{2} = 35.75 \text{ mm}$$

$$\text{..} y = 8 \text{ mm}$$

$$\text{..} x = 4 \text{ mm}$$

$$..c_a = t_a - x = 35.75 - 4 = 31.75 \text{ mm}$$

$$..t_s = 80 - 8.5 = 71.5 \text{ mm}$$

$$..c_s = 71.5 - 14 = 57.5 \text{ mm}$$

$$t_p \geq \frac{2239}{235 \left(\frac{35.75}{31.75} + \frac{71.5}{57.5} \right)} = 9.527 \text{ mm} \quad , \text{ on opte une épaisseur de platine égale à } 20 \text{ mm}$$

Alors ; $b_{eff} = 12.7 + 2 \times 20 + 5 (14 + 27) = 392.7 \text{ mm}$

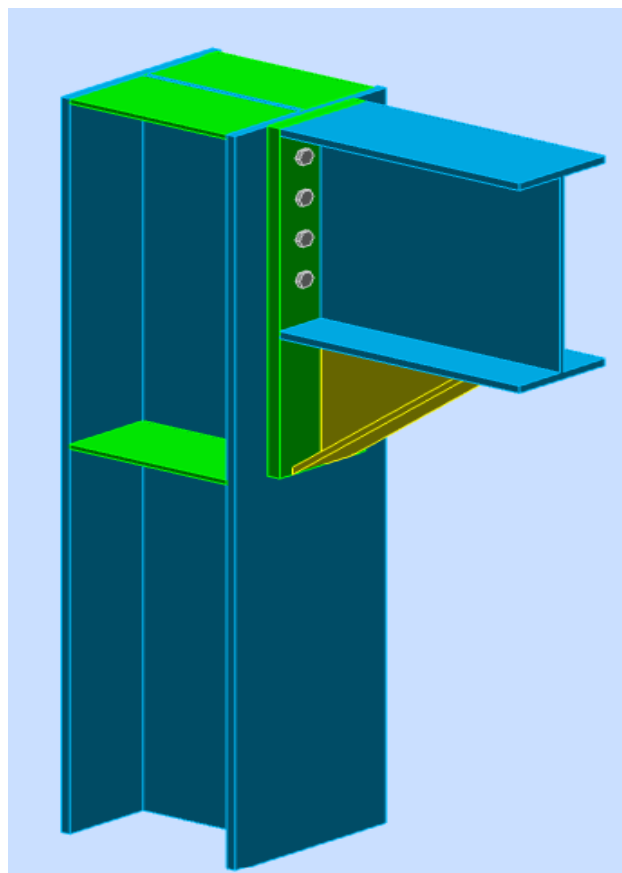
$$\sigma = \frac{v}{A} + \frac{M}{W_{ply}} = \frac{134.94}{112.5 \times 10^{-4}} + \frac{155.5}{1260 \times 10^{-3}} = 243.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 243.36 \text{ MPa} > 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$F_c = 235 \times 12.7 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{243.36}{235} \right) \frac{392.7}{1.1} = 7249.8 \text{ KN.}$$

Le logiciel ROBOT nous permet de calculé les différent assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :

4.1. Assemblage poutre principale-poteau (IPE 360 –HEA300) :



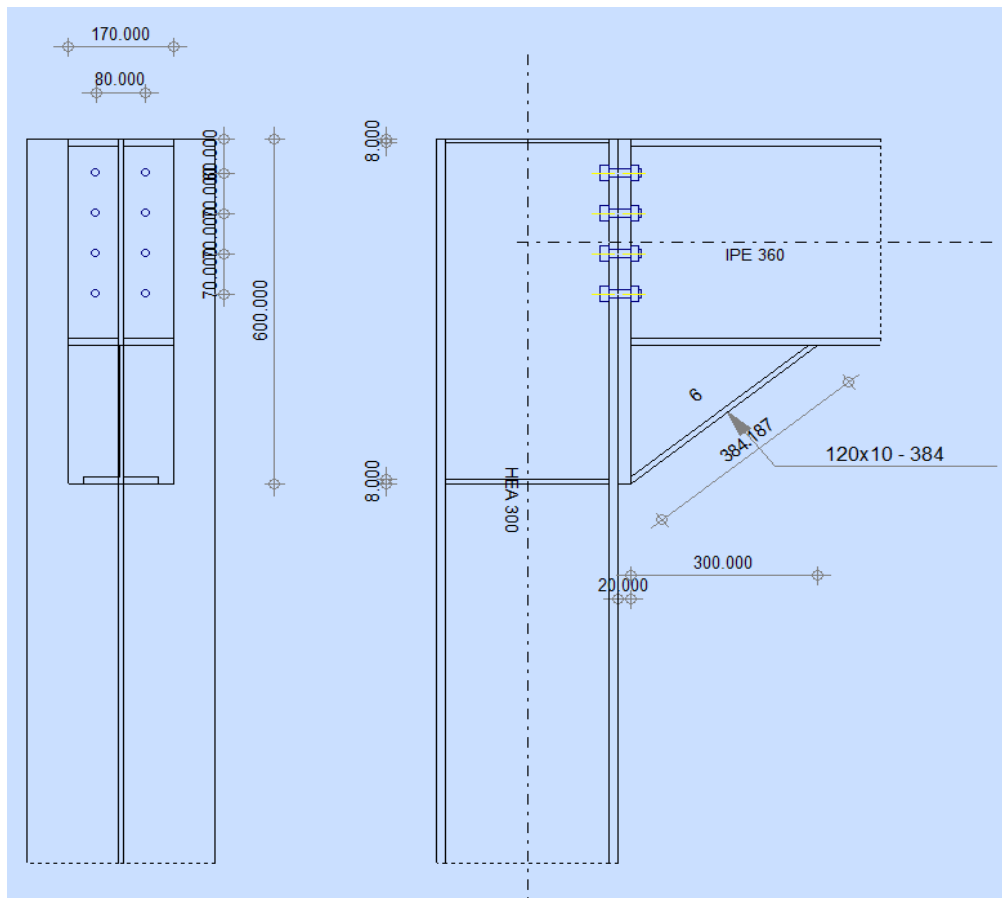


Figure IX-1: Assemblage poteau-poutre principal

GENERAL

Assemblage N°:	3
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	64
Barres de la structure:	33, 39

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 300

Profilé:	HEA 300
Barre N°:	33
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	290,000 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300,000 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8,500 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14,000 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27,000 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,528 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	18263,500 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235
$f_{yc} =$	235,000 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 360
Barre N°:	39
$\alpha =$	-0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_b =$	360,000 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	170,000 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8,000 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12,700 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18,000 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18,000 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	72,729 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	16265,600 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235

$f_{yb} = 235,000$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 14,000$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

$F_{tRd} = 66,240$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 60,000$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80,000$ [mm]

Entraxe $p_i = 70,000; 70,000; 70,000$ [mm]

PLATINE

$h_p = 600,000$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 170,000$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20,000$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 235,000$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 120,000$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 9,800$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 240,000$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 6,200$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 300,000$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 38,7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$$f_{ybu} = 235,000 \text{ [MPa] Résistance}$$

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$$h_{su} = 262,000 \text{ [mm] Hauteur du raidisseur}$$

$$b_{su} = 145,750 \text{ [mm] Largeur du raidisseur}$$

$$t_{hu} = 8,000 \text{ [mm] Epaisseur du raidisseur}$$

Matériau: S 235

$$f_{ysu} = 235,000 \text{ [MPa] Résistance}$$

Inférieur

$$h_{sd} = 262,000 \text{ [mm] Hauteur du raidisseur}$$

$$b_{sd} = 145,750 \text{ [mm] Largeur du raidisseur}$$

$$t_{hd} = 8,000 \text{ [mm] Epaisseur du raidisseur}$$

Matériau: S 235

$$f_{ysu} = 235,000 \text{ [MPa] Résistance}$$

SOUDURES D'ANGLE

$$a_w = 6,000 \text{ [mm] Soudure âme}$$

$$a_f = 8,000 \text{ [mm] Soudure semelle}$$

$$a_s = 6,000 \text{ [mm] Soudure du raidisseur}$$

$$a_{fd} = 5,000 \text{ [mm] Soudure horizontale}$$

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 18: COMB2 (1+3+2)*1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed} = 155,501$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 134,937$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 22,389$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -67,050$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -32,959$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -882,145$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = 88,446$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = 55,328$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed} = -711,370$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$A_b = 72,729$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 1709,136$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 50,017$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 678,620$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,20 < 1,00$ **vérifié** (0,20)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,220$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 239,51 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1723,744 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 405,080 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 405,080 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 587,375 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 689,644 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\alpha = 0,0 \text{ [Deg]} \text{ Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\alpha = 38,7 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 191,81 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 35,137 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,90 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 139,65 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \alpha)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 403,509 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 298,600 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,93 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\chi = 0,84 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\chi k_{wc} \chi b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \chi_{M1}] \cos(\chi) / \sin(\chi - \chi)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 339,859 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * \chi_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 489,388 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 339,859 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 155,501 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,000 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -32,959 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 55,328 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 498,725 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 355,941 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = \frac{37,27}{8} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{37,27}{8} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$A_{vs} =$	$\frac{37,27}{8}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	$\frac{592,0}{00}$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	$3,454$ [kN* m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	$1,128$ [kN* m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$1,128$ [kN* m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\alpha_3 \alpha_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	$\frac{470,68}{2}$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,76 < 1,00$	vérifié	(0,76)
----------------------------------	---------------	----------------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	$8,500$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	$\frac{280,17}{8}$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$37,278$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\alpha =$	$0,81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_{com,Ed} =$	$\frac{116,57}{4}$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	$1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	$19,503$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \chi_{k_{wc}} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \chi_{M0} + A_s f_{ys} / \chi_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 910,695 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 208,00 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\chi_p = 0,89 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\chi = 0,87 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\chi_s = 2,37 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \chi_{k_{wc}} \chi b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \chi_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \chi_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 853,817 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 853,817 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

N _r	m	m _x	E	e _x	P	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	14,15 0	-	110,00 0	-	70,00 0	88,90 7	113,20 0	88,90 7	113,20 0	114,45 4	51,15 0	51,15 0	51,15 0
2	14,15 0	-	110,00 0	-	70,00 0	88,90 7	194,10 0	88,90 7	194,10 0	140,00 0	70,00 0	70,00 0	70,00 0
3	14,15 0	-	110,00 0	-	70,00 0	88,90 7	194,10 0	88,90 7	194,10 0	140,00 0	70,00 0	70,00 0	70,00 0
4	14,15	-	110,00	-	70,00	88,90	113,20	88,90	113,20	114,45	51,15	51,15	51,15

N r	m	m_x	E	e_x	P	l_{eff,cp}	l_{eff,nc}	l_{eff,1}	l_{eff,2}	l_{eff,cp,g}	l_{eff,nc,g}	l_{eff,1,g}	l_{eff,2,g}
	0		0		0	7	0	7	0	4	0	0	0

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

N r	m	m_x	e	e_x	p	l_{eff,cp}	l_{eff,nc}	l_{eff,1}	l_{eff,2}	l_{eff,cp,g}	l_{eff,nc,g}	l_{eff,1,g}	l_{eff,2,g}
1	29,21		45,00		70,00	183,54	183,81	183,54	183,81	161,77	132,26	132,26	132,26
	2	-	0	-	0	3	6	3	6	1	8	8	8
2	29,21		45,00		70,00	183,54	173,09	173,09	173,09	140,00	70,000	70,000	70,000
	2	-	0	-	0	3	7	7	7	0			
3	29,21		45,00		70,00	183,54	173,09	173,09	173,09	140,00	70,000	70,000	70,000
	2	-	0	-	0	3	7	7	7	0			
4	29,21		45,00		70,00	183,54	173,09	173,09	173,09	161,77	121,54	121,54	121,54
	2	-	0	-	0	3	7	7	7	1	9	9	9

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = 66,240 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 159,603 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 529,920 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 66,240 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 159,603 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M_0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	132,480	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 132,480$	132,480	Aile du poteau – traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 173,030$	173,030	Ame du poteau – traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 132,480$	132,480	Platine d'about – traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 345,061$	345,061	Ame de la poutre – traction

F_{t1,Rd,comp} – Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 319,206$	319,206	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square = 470,682$	470,682	Panneau d'âme – compression
$F_{c,wc,Rd} = 853,817$	853,817	Ame du poteau – compression
$F_{c,fb,Rd} = 689,644$	689,644	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} = 339,859$	339,859	Ame de la poutre – compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} – Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	98,339	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 132,480$	132,480	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 173,030$	173,030	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 132,480$	132,480	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 325,423$	325,423	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 319,206$	319,206	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 470,682 - 132,480$	338,202	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 853,817 - 132,480$	721,337	Ame du poteau – compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 689,644 - 132,480$	557,164	Aile de la poutre – compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 339,859 - 132,480$	207,379	Ame de la poutre – compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 234,835 - 132,480$	102,355	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 230,819 - 132,480$	98,339	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 264,960 - 132,480$	132,480	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 380,263 - 132,480$	247,783	Ame de la poutre - traction – groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} – Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
	p	

F_{t3,Rd,comp} – Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	109,040	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 132,480$	132,480	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 173,030$	173,030	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 132,480$	132,480	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 325,423$	325,423	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 319,206$	319,206	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 470,682 - 230,819$	239,863	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 853,817 - 230,819$	622,998	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 689,644 - 230,819$	458,825	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 339,859 - 230,819$	109,040	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 248,471 - 98,339$	150,132	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 262,785 - 98,339$	164,446	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 359,070 - 230,819$	128,252	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 341,928 - 230,819$	111,109	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 247,312 - 98,339$	148,973	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 263,200 - 98,339$	164,861	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 397,440 - 230,819$	166,621	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 511,863 - 230,819$	281,044	Ame de la poutre - traction – groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$F_{t3,Rd} = 97,730$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon

[6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t4,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	11,311	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 132,480$	132,480	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 173,030$	173,030	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 132,480$	132,480	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 325,423$	325,423	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 319,206$	319,206	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\square - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 470,682 - 328,548$	142,133	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 853,817 - 328,548$	525,268	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 689,644 - 328,548$	361,096	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 339,859 - 328,548$	11,311	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 234,835 - 97,730$	137,106	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 230,819 - 97,730$	133,089	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 359,070 - 196,068$	163,002	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 341,928 - 196,068$	145,860	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 469,670 - 328,548$	141,122	Aile du poteau - traction – groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 409,517 - 328,548$	80,968	Ame du poteau - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 264,960 - 97,730$	167,230	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 360,111 - 97,730$	262,382	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 397,440 - 196,068$	201,372	Platine d'about - traction – groupe

$F_{t4,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t4,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 491,711 - 196,068$	295,643	Ame de la poutre - traction – groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 529,920 - 328,548$	201,372	Platine d'about - traction – groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 740,374 - 328,548$	411,826	Ame de la poutre - traction – groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	533,725	132,480	132,480	173,030	132,480	345,061	132,480	319,206
2	463,725	98,339	132,480	173,030	132,480	325,423	132,480	319,206
3	393,725	97,730	132,480	173,030	132,480	325,423	132,480	319,206
4	323,725	11,311	132,480	173,030	132,480	325,423	132,480	319,206

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 158,450 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,98 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,98)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 59,112 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 66,240 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 141,120 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 141,120 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	132,480	5,597	132,480	130,014	135,612	33,778

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
2	132,480	5,597	98,339	96,509	102,106	53,140
3	132,480	5,597	97,730	95,911	101,508	53,521
4	132,480	5,597	11,311	11,100	16,698	107,581

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 248,020 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,54 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,54)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 103,574 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{]} \right] \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 40,448 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{]} \right] \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 63,126 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{]} \right] \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 32439,5 \left[\frac{\text{cm}^4}{63 \text{]} \right] \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$A_w =$	103,574	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_x = \sigma_{\max} = \sigma_{\max}$	99,307	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\square} = \sigma_{\square}$	94,650	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{II} =$	21,376	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\rho_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sigma [\sigma_{\max}^2 + 3 * (\sigma_{\max}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2})$	198,613 < 360,000	Vérfifié	(0,55)
$\sigma [\sigma_{\square}^2 + 3 * (\sigma_{\square}^2 + \sigma_{II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2})$	192,887 < 360,000	Vérfifié	(0,54)
$\sigma_{\square} \leq 0.9 * f_u / \sigma_{M2}$	99,307 < 259,200	Vérfifié	(0,38)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	3,000	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	10,000	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	14,000	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	52,000	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	3,538	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	15,959	705,278
1	533,725	1,162	44,586	38,204	0,839	4,477	238,962
2	463,725	1,590	61,018	20,219	1,023	4,744	219,989
3	393,725	1,590	61,018	20,219	1,023	4,028	158,586
4	323,725	1,162	44,586	35,108	0,837	2,710	87,742

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 441,920 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3,611 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 37,278 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\square = 1,00 \text{ Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = \begin{matrix} 441,92 \text{ [m]} \\ 0 \text{ m]} \end{matrix} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3,205 \text{ [m Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement]} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \square \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 69644,718 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 2,84 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \square \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 24517,145 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 41529,191 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2595,574 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \square S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

330,000 [mm] > 120,000 [mm]

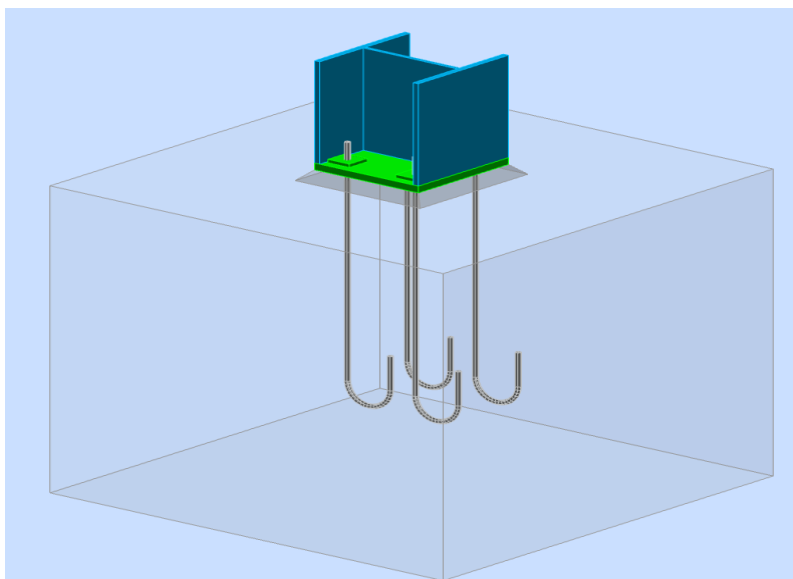
REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	330,000 [mm] > 120,000 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	6,200 [mm] < 8,000 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	9,800 [mm] < 12,700 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,98
--	-------	------

4.2. Assemblages poteau –fondation :

Ces Assemblages généralement désignés par les termes « pieds de poteaux » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercés sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage.



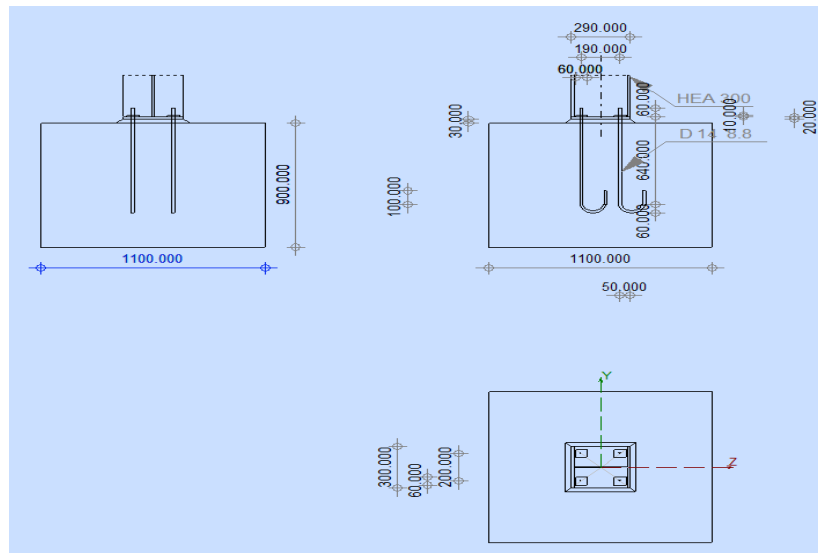


Figure IX-2 : Assemblages poteau –fondation

GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 65

Barres de la structure: 33

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 33

$L_c =$ 3,060 [m] Longueur du poteau

$\alpha =$ 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c =$ 290,000 [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} =$ 300,000 [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} =$ 8,500 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} =$ 14,000 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$L_c = 3,060$ [m] Longueur du poteau

$r_c = 27,000$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,528$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,000$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 360,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 290,000$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 300,000$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 20,000$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} = 235,000$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 360,000$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 640,000$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 800,000$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 14,000$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 1,150$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,539$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 190,000$ [mm]

Ecartement $e_{Hi} = 190,000$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 200,000$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60,000$ [mm]

$L_2 = 640,000$ [mm]

$L_3 = 120,000$ [mm]

$L_4 = 100,000$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60,000$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60,000$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10,000$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100

$l_w = 0,000$ [mm] Longueur

Matériau: S 235

$f_{yw} = 235,000$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1100,000$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1100,000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900,000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 25,000$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30,000$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,000$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 7,000$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 7,000$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -1062,802$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -1,012$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -32,546$ [kN] Effort tranchant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = \frac{16,66}{7}$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = \frac{33,33}{3}$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \cdot \left(\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_j} \cdot M_0 \right)$

$c = 30,659$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 44,659$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$$c = 30,659 \left[\frac{\text{mm}}{\text{mm}} \right] \text{ Largeur de l'appui additionnelle} \quad [6.2.5.(4)]$$

$$l_{\text{eff}} = 300,000 \left[\frac{\text{mm}}{\text{mm}} \right] \text{ Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$A_{c0} = 133,978 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2} \right] \text{ Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$A_{c1} = 1205,80 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2} \right] \text{ Aire de calcul maximale de la répartition de la charge} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$F_{\text{rd,u}} = A_{c0} * f_{\text{cd}} * \eta \left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right) \leq 3 * A_{c0} * f_{\text{cd}}$$

$$F_{\text{rd,u}} = 669,891 \text{ [kN]} \text{ Résistance du béton à l'appui rigide} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\eta_j = 0,67 \text{ Coefficient réducteur pour la compression} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{\text{jd}} = \eta_j * F_{\text{rd,u}} / (b_{\text{eff}} * l_{\text{eff}})$$

$$f_{\text{jd}} = 33,333 \text{ [MPa]} \text{ Résistance de calcul du matériau du joint} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 408,070 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de compression efficace} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{\text{jd}}$$

$$F_{c,Rd,n} = 1360,233 \text{ [kN]} \text{ Résistance du béton à la compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 1360,233 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,78 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,78)$$

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\eta_{d,y} = \frac{1,0}{4} \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\eta_{b,y} = 1,0 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau}]$$

$\alpha_{d,y} = 1,0$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0$ [3.4]

$k_{1,y} = 2,5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \alpha_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 201,60$ [kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise] [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,0$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,0$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \alpha_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 201,60$ [kN Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise] [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 1,539$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 800,000$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\alpha_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \alpha_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 24,433$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,259$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$\alpha_M =$	2,00	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	$\frac{47,00}{0}$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\alpha_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \alpha_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 9,171$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	196,374 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\alpha_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \alpha_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 181,828$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	$\frac{212,4}{57}$ [k N]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\alpha_{A,V,y} =$	0,67	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\alpha_{h,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\alpha_{s,V,y} =$	0,90	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\alpha_{ec,V,y} =$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\alpha_{\alpha,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\alpha_{ucr,V,y} =$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la	CEB

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 212,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$= \text{fondation} \quad \text{[9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \gamma_{A,V,y} \cdot \gamma_{h,V,y} \cdot \gamma_{s,V,y} \cdot \gamma_{ec,V,y} \cdot \gamma_{\alpha,V,y} \cdot \gamma_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 59,819 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 216,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\gamma_{A,V,z} = 0,66 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\gamma_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\gamma_{s,V,z} = 0,90 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\gamma_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\gamma_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\gamma_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \gamma_{A,V,z} \cdot \gamma_{h,V,z} \cdot \gamma_{s,V,z} \cdot \gamma_{ec,V,z} \cdot \gamma_{\alpha,V,z} \cdot \gamma_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 59,198 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 1062,802 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 318,841 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \alpha_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 0,000 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \alpha_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 0,000 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 355,524 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 355,524 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,09)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,09)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\square} = 47,170 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\square} = 47,170 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{yII} = -0,122 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{zII} = -8,873 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\alpha_w = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\square} / (0.9 * f_u / \alpha_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,18 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,18)$$

$\sigma_{\square} / (0.9 \cdot f_{u\square} / \sigma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,18 < 1,00	Vérifié	(0,18)
$\sigma(\sigma_{\square}^2 + 3.0(\sigma_{yII}^2 + \sigma_{\square}^2)) / (f_{u\square} / (\sigma_w \cdot \sigma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,26 < 1,00	Vérifié	(0,26)
$\sigma(\sigma_{\square}^2 + 3.0(\sigma_{zII}^2 + \sigma_{\square}^2)) / (f_{u\square} / (\sigma_w \cdot \sigma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	Vérifié	(0,27)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,78
--	-------	------

4.3. Assemblage solive- poutre principale (IPE 240-IPE330) :

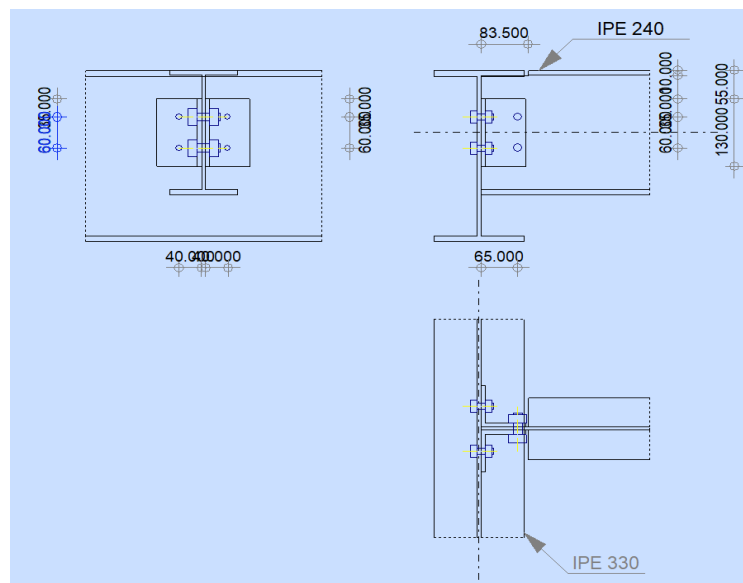
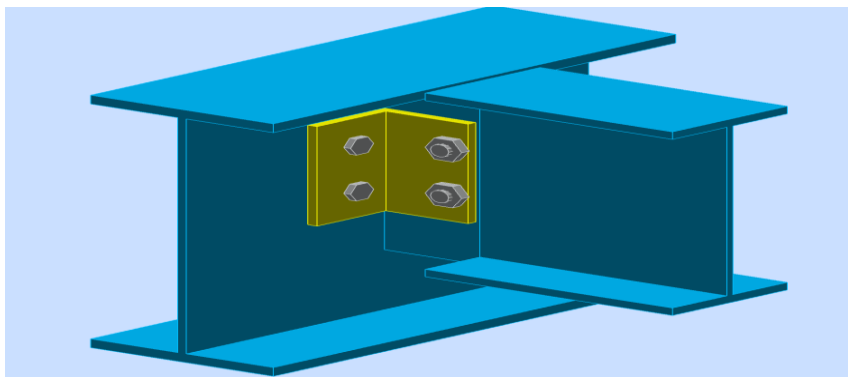


Figure VIII.3 : Assemblage solive –poutre principale

GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 109

Barres de la structure: 38, 183

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 330

Barre N°: 38

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_g = 330,000$ [mm] Hauteur de la section poutre principale $b_{fg} = 160,000$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale $t_{wg} = 7,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale $t_{fg} = 11,500$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale $r_g = 18,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale $A_p = 62,606$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale $I_{yp} = 11766,900$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: Steel

 $f_{yg} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul $f_{ug} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction**POUTRE**

Profilé: IPE 240

Barre N°: 183

$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240,000 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120,000 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6,200 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9,800 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15,000 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,116 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,630 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	Steel	
$f_{yb} =$	235,000 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,000 [MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	10,000 [mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0,000 [mm]	Encoche inférieure
$l =$	83,500 [mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 80x8	
$h_k =$	80,000 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	80,000 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	8,000 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	10,000 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130,000 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	Steel	
$f_{yk} =$	235,000 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	360,000 [MPa]	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 =	6.8	Classe du boulon
d =	12,000 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	13,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	0,843 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	1,131 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	600,000 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35,000 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60,000 [mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
d =	16,000 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,570 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,011 [cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400,000 [MPa]	Résistance à la traction
k =	1	Nombre de colonnes des boulons
w =	2	Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35,000 [mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60,000 [mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\square_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\square_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

EFFORTS

Cas: 17: COMB1 (1+3)*1.35+5*1.50

$$N_{b,Ed} = 0,034 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$V_{b,Ed} = 12,088 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant}$$

$$M_{b,Ed} = 0,022 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant}$$

RESULTATS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE****RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 32,5 \quad [\text{k}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non} \quad F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \square_{M2}$$

$$= 72 \quad [\text{N}] \quad \text{fileté d'un boulon}$$

$$F_{t,Rd} = 36,4 \quad [\text{k}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_u \cdot A_s / \square_{M2}$$

$$= 18 \quad [\text{N}]$$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$\square_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \square_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\square_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 64,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \square_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \square_{M2}$$

$$= 0 \quad] \quad \text{diamétrale} \quad 2$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **Vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 64,80$ [kN Résistance d'un boulon en pression
 = 0] diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \alpha_M$ 2

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **Vérifié**
 $\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **Vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 69,12$ [kN Résistance d'un boulon en pression
 = 0] diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \alpha_M$ 2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **Vérifié**
 $\alpha_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ **Vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 62,03$ [kN Résistance d'un boulon en pression
 = 1] diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \alpha_M$ 2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 43$, [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
 = 100] cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,2$ [kN Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
 = 61 *m]

$F_{Vz} = 3,0$ [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort
 = 22] tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$e =$	43, [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la 100] cornière du centre de l'âme de la poutre		
F_{Mx} $=$	4,3 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment 42	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$	
$F_{x,E}$ $d =$	4,3 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x 42	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,E}$ $d =$	3,0 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z 22	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
F_{Ed} $=$	5,2 [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon 90	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$	
F_{Rd} $x =$	64, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x 800	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
F_{Rdz} $=$	62, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z 031	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 4,342 < 64,800$	véri fié	(0,07)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,022 < 62,031$	véri fié	(0,05)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$5,290 < 32,572$	véri fié	(0,16)

Traction des boulons

$e =$	68, [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du 750] centre de l'âme de la poutre principale		
M_{0t} $=$	0,4 [kN] Moment fléchissant réel 27 *m]	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$	
$F_{t,E}$ $d =$	7,1 [kN] Effort de traction dans le boulon extrême 21	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$	

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$7,121 < 36,418$	véri fié	(0,20)
--------------------------	------------------	-------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 5,290$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$
---	---

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,30)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 77,2 \text{ [k Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon]} \quad F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 71,42 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

= 4] diamétrale 2

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 61,50 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

= 4] diamétrale 2

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,28 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,28 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 51,20 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \alpha_M$$

= 0] diamétrale 2

Direction z

$$k_{1z} = 0,63 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 0,63 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 30,26 \text{ [kN Résistance d'un boulon en pression]} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \alpha_M$$

= 5] diamétrale 2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE – POUTRE

cisaillement des boulons

$$e = 68,7 \text{ [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre]} \\ = 50 \text{] de l'âme de la poutre principale}$$

$$M_0 = 0,85 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,E} * e$$

= 3 m

$$F_{Nx} = 0,01 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$$

= 7

$$F_{Vz} = 6,04 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

= 4

$$F_{Mx} = 14,2 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x} \quad F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

= 25

$$F_{Mz} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z} \quad F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

= 0

$$F_{x,E} = 14,2 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

d = 42

$$F_{z,E} = 6,04 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

d = 4

$$F_{Ed} = 15,4 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$$

= 71

$e = 68,7$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre
 50] de l'âme de la poutre principale

$F_{Rdx} = 51,2$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x
 $= 00$ $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 30,2$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z
 $= 65$ $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|14,242| < 51,200$ **véri
fié** (0,28)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|6,044| < 30,265$ **véri
fié** (0,20)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $15,471 < 77,208$ **véri
fié** (0,20)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 3,360$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 0,960$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 109,7$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie
 $= 93$] par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\gamma_{M0}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0,5 * N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,017| < 109,793$ **Vérfifié** (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 2,604$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,944$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 169,2$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie
 $= 10$] par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\gamma_{M0}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,034| < 169,210$ **Vérfifié** (0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIERE**

$$A_{nt} = 0,48 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,44 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 80,7 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\gamma_3) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |6,044| < 80,720 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,07)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 3,472 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,006 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 145,0 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\gamma_3) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |12,088| < 145,052 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,08)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 5,204 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 3,764 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,65 < 0,82$$

$$W_{net} = 21,774 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 5,117 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,427| < 5,117 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,08)$$

$$A_v = 10,400 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a * t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 7,520 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$A_v = 10,400 \left[\text{cm}^2 \right] \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = l_a * t_{fa}$$

$$V_{pl,Rd} = 141,104 \left[\text{kN} \right] \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\alpha_3 * \alpha_M)$$

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |6,044| < 141,104 \quad \text{Vérfié} \quad (0,04)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 7,141 \left[\text{cm}^2 \right] \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 4,909 \left[\text{cm}^2 \right] \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \alpha_{M2}) / (f_u * \alpha_{M0}) \quad 0,62 < 0,82$$

$$W_{net} = 51,246 \left[\text{cm}^3 \right] \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 12,043 \left[\text{kN} * \text{m} \right] \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \alpha_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,853| < 12,043 \quad \text{Vérfié} \quad (0,07)$$

$$A_v = 14,260 \left[\text{cm}^2 \right] \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 12,028 \left[\text{cm}^2 \right] \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 193,476 \left[\text{kN} \right] \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\alpha_3 * \alpha_M)$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |12,088| < 193,476 \quad \text{Vérfié} \quad (0,06)$$

REMARQUES

Hauteur du grugeage supérieur de la poutre trop faible 10,000 [mm] < 11,500 [mm]

Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre trop faible 15,000 [mm] < 21,600 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,30

4.4. Assemblage poteau-poteau(HEA300-HEA300) :

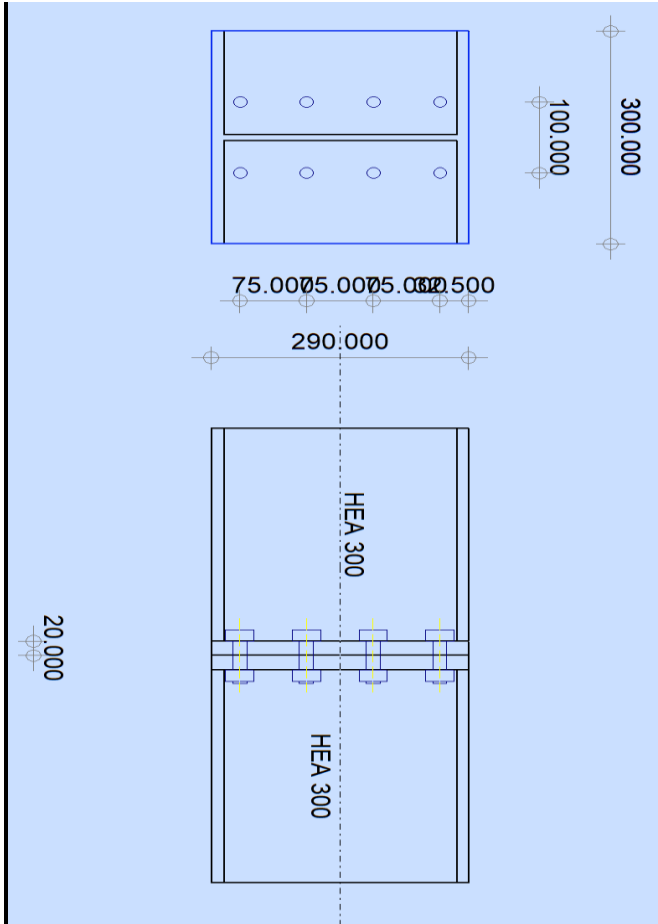
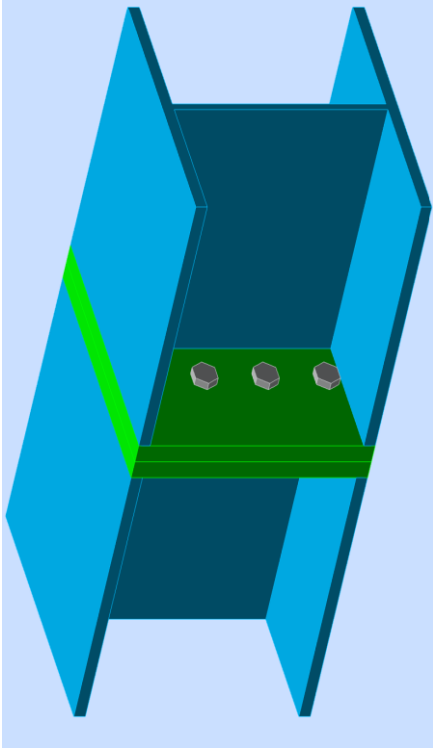


Figure IX.4 : Assemblage solive –poutre principale

GENERAL

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage : Poteau- poteau

Noeud de la structure: 64

Barres de la structure: 33, 277

GEOMETRIE**HAUT****POUTEAU**

Profilé: HEA 300

Barre N°: 33

 $\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_{bl} = 290,000$ [mm] Hauteur de la section de la poteau $b_{fbl} = 300,000$ [mm] Largeur de la section de la poteau $t_{wbl} = 8,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poteau $t_{fbl} = 14,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poteau $r_{bl} = 27,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poteau $A_{bl} = 112,528$ [cm²] Aire de la section de la poteau $I_{xbl} = 18263,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poteau

Matériau: S 235

 $f_{yb} = 235,000$ [MPa] Résistance**BAS****POTEAU**

Profilé: HEA 300

Barre N°: 277

 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$\alpha =$	-0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	290,000 [mm]	Hauteur de la section de la poteau
$b_{fbr} =$	300,000 [mm]	Largeur de la section de la poteau
$t_{wbr} =$	8,500 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poteau
$t_{fbr} =$	14,000 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poteau
$r_{br} =$	27,000 [mm]	Rayon de congé de la section de la poteau
$A_{br} =$	112,528 [cm ²]	Aire de la section de la poteau
$I_{xbr} =$	18263,500 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poteau

Matériau: S 235

$f_{yb} = 235,000$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16,000 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,040 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	32,500 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 100,000$ [mm]		
Entraxe $p_i = 75,000;75,000;75,000$ [mm]		

PLATINE

$h_{pr} =$	290,000 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300,000 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20,000 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: S 235		

$$f_{ypr} = 235,000 \text{ [MPa] Résistance}$$

SOUDURES D'ANGLE

$$a_w = 8,000 \text{ [mm] Soudure âme}$$

$$a_f = 8,000 \text{ [mm] Soudure semelle}$$

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$$N_{b1,Ed} = -889,272 \text{ [kN] Effort axial dans le poteau haut}$$

RESULTATS

RESISTANCES DE POTEAU

COMPRESSION

$$A_b = 112,528 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 2644,408 \text{ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,34 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

EFFORTS AXIAUX DANS LES MEMBRURES DE poteau

$$h_f = 276,000 \text{ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes}$$

$$e_N = 0,000 \text{ [mm] Excentricité de l'effort axial}$$

$$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$$N_{upp} = -444,636 \text{ [kN] Effort axial dans la membrure supérieure de poteau}$$

$$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$N_{low} = -444,636$ [kN] Effort axial dans la membrure inférieure de poteau

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	71,280 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	38,000 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	33,280 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	7330,9 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{x,max} = \sigma_{x,ma} =$	-88,217 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \sigma_{\parallel} =$	-88,217 [MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	0,000 [MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	176,434 < 360,000	vérifié	(0,49)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	176,434 < 360,000	vérifié	(0,49)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	88,217 < 259,200	vérifié	(0,34)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

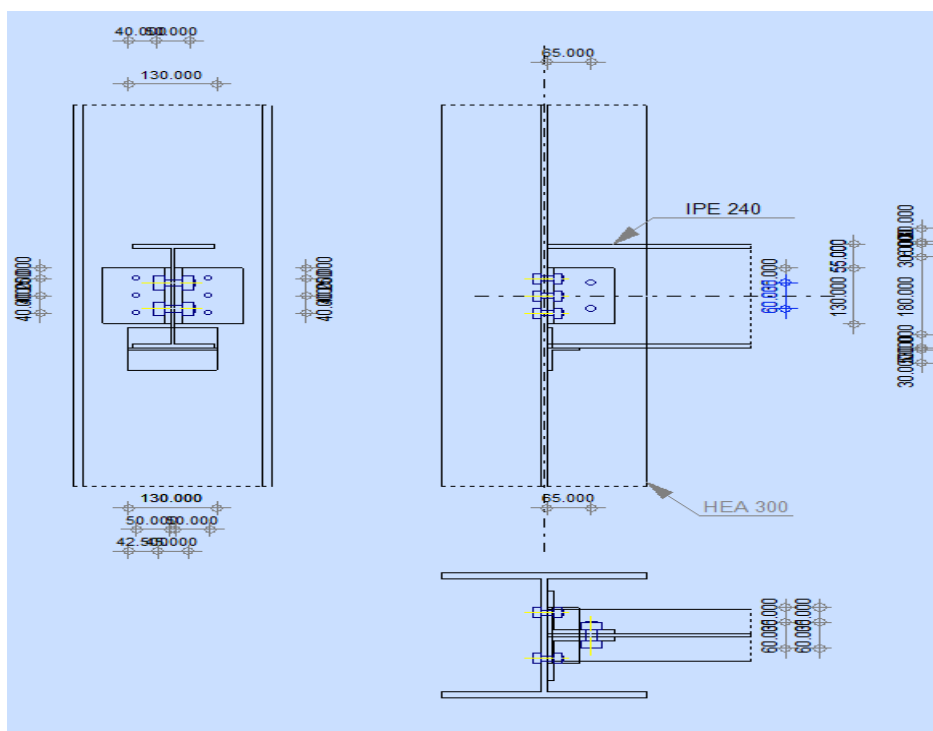
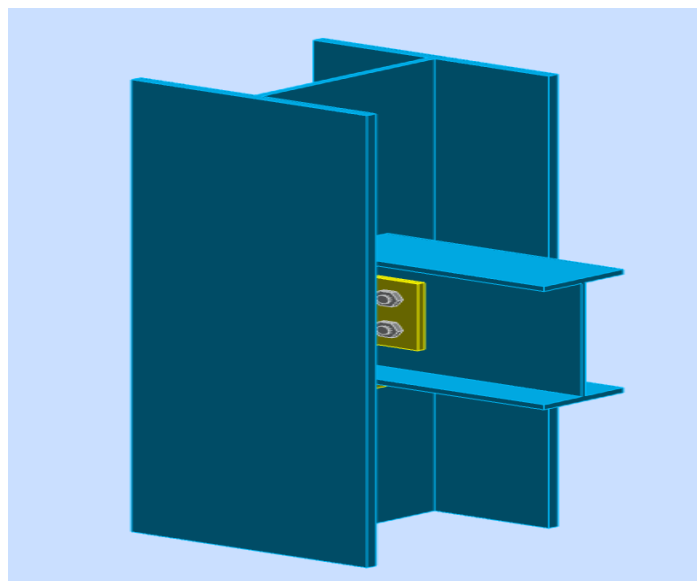
Pas d'efforts axiaux ou de moments dans l'assemblage. Dans ce cas, le logiciel ne calcule pas de rigidités d'assemblage.

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:


SOUDURES

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,49
--	-------	------

4.5. Assemblage poutre secondaire-poteau (IPE 240-HEA300) :



Figur IX.5 Assemblage poutre secondaire-poteau

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <p>Ratio 0,77</p>
---	---	--

GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 64

Barres de la structure: 33, 70, 71

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 33

a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

h_c = 290,000 [mm] Hauteur de la section du poteaub_{fc} = 300,000 [mm] Largeur de la section du poteaut_{wc} = 8,500 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteaut_{fc} = 14,000 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteaur_c = 27,000 [mm] Rayon de congé de la section du poteauA_c = 112,528 [cm²] Aire de la section du poteauI_{yc} = 18263,500 [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

f_{yc} = 235,000 [MPa] Résistance de calculf_{uc} = 360,000 [MPa] Résistance à la traction**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 240

Barre N°: 70

a = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison

$a =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	240,000 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{bl} =$	120,000 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	6,200 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	9,800 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	15,000 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,116 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{ybl} =$	3891,630 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: Steel

$f_{ybl} =$	235,000 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ubl} =$	360,000 [MPa]	Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$a =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{kl} =$	100,000 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_{kl} =$	100,000 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fkl} =$	10,000 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_{kl} =$	12,000 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_{kl} =$	130,000 [mm]	Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykl} =$	235,000 [MPa]	Résistance de calcul
$f_{ukl} =$	360,000 [MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé: MHEA 160

$h_{kl} =$	76,000 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
------------	-------------	--------------------------------------

$h_{kl} = 76,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kl} = 160,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkl} = 9,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kl} = 15,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S
235

$f_{ykl} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukl} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR

Profilé: MHEA 160

$h_{kl} = 76,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kl} = 160,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkl} = 9,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kl} = 15,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S
235

$f_{ykl} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukl} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 12,000$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13,000$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 0,843$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,131$ [cm²] Aire de la section du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$f_{ub} = 400,000$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35,000$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60,000$ [mm] Entraxe

SOUDURES

$a_{tu} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau

$a_{tbu} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre

$a_{td} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau

$a_{tbu} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 240

Barre N°: 71

$a = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 240,000$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{br} = 120,000$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbr} = 6,200$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbr} = 9,800$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 15,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 39,116$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{ybr} = 3891,630$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: Steel

$f_{ybr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ubr} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$h_{kr} = 100,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kr} = 100,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkr} = 10,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kr} = 12,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_{kr} = 130,000$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukr} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé: MHEA 200

$h_{kr} = 95,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kr} = 200,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkr} = 10,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kr} = 18,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukr} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR

Profilé: MHEA 200

$h_{kr} = 95,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kr} = 200,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

Profilé: MHEA 200

$h_{kr} = 95,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$t_{fkr} = 10,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kr} = 18,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukr} = 360,000$ [MPa] 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 = 4.8 Classe du boulon

$d = 12,000$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13,000$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 0,843$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,131$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400,000$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35,000$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60,000$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 12,000$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13,000$ [mm] Diamètre du trou de boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$A_s =$	0,843 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,131 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,000 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35,000 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60,000 [mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_{tu} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre
$a_{td} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau
$a_{tbd} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 18: COMB2 (1+3+2)*1.35+5*1.50

GAUCHE

$N_{b2,Ed} =$	1,603 [kN]	Effort axial
$V_{b2,Ed} =$	15,119 [kN]	Effort tranchant
$M_{b2,Ed} =$	10,714 [kN*m]	Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} =$	2,788 [kN]	Effort axial
$V_{b1,Ed} =$	20,719 [kN]	Effort tranchant

DROITE

$$N_{b1,Ed} = 2,788 \text{ [kN]} \text{ Effort axial}$$

$$M_{b1,Ed} = 17,528 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant}$$

RESULTATS**GAUCHE**

$$N_{w2,Ed} = 0,639 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans l'âme} \quad N_{w2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_w) / A_b$$

$$N_{fu2,Ed} = 0,482 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans la semelle supérieure} \quad N_{fu2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_f) / A_b$$

$$N_{fl2,Ed} = 0,482 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans la semelle inférieure} \quad N_{fl2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_f) / A_b$$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 21,7 \text{ [k]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non} \quad F_{v,Rd} =$$

$$= 15 \text{ [N]} \text{ fileté d'un boulon} \quad 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 24,2 \text{ [k]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad F_{t,Rd} =$$

$$= 78 \text{ [N]} \quad 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 86,400 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale } F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} = 0,90 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 0,90 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2z} = 77,538$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU – CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 53,1$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
 00] cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,40$ [kN*] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
 = 1 m]

$F_{Vz} = 3,78$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort
 = 0] tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b1,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 6,69$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$
 = 0]

$F_{x2,E} = 6,69$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
 d = 0]

$F_{z2,E} = 3,78$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
 d = 0]

$F_{Ed} = 7,68$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 = 4]

$F_{Rdx} = 86,4$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
 = 00]

$F_{Rdz} = 77,5$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
 = 38]

$ F_{x2,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 6,690 < 86,400$	vérifié	(0,08)
$ F_{z2,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,780 < 77,538$	vérifié	(0,05)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$7,684 < 21,715$	vérifié	(0,35)

Traction des boulons

$e = 54,2$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du
 50] centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,41$ [kN*] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
 = 0 m]

Traction des boulons

$$e = \frac{54,2}{50} [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{6,99}{5} [\text{kN}] \quad \text{Effort de traction dans le boulon extrême} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{\max} / \sum z_i^2 + N_{w,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 6,995 < 24,278 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 7,684 [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0 \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 43,4 [\text{k}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2,8 * (e_1 / d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1 / d_0) - 1,7, 2,5]$$

$$k_{1x} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0,0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 53,568 [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2,8 * (e_2 / d_0) - 1,7, 2,5]$$

$$k_{1z} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0,25, f_{ub} / f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0,0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 53,568 [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

 $k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $a_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 172,80$ [kN Résistance d'un boulon en pression
= 0] diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_M$ 2

Direction z

 $k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $a_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 155,07$ [kN Résistance d'un boulon en pression
= 7] diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$ 2
FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**cisaillement des boulons**
 $e = \frac{54,2}{50}$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

 $M_0 = \frac{0,82}{0}$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b2,Ed} * e$
 $F_{Nx} = \frac{0,31}{9}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w2,Ed}|/n$
 $F_{Vz} = \frac{7,55}{9}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b2,Ed}|/n$
 $F_{Mx} = \frac{13,6}{70}$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

cisaillement des boulons

$e =$	$54,2$	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du	
	50	centre de l'âme du poteau	
$F_{Mz} =$	$0,00$	Force résultante dans le boulon due au moment sur la	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
	0	direction z	
$F_{x,Ed} =$	$13,9$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
	89		
$F_{z2,Ed} =$	$7,55$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
	9		
$F_{Ed} =$	$15,9$	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
	01		
$F_{Rdx} =$	$53,5$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
	68		
$F_{Rdz} =$	$53,5$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
	68		

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 13,989 < 53,568$	vérifié	(0,26)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,559 < 53,568$	vérifié	(0,14)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$15,901 < 43,429$	vérifié	(0,37)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	$4,700$	Aire nette de la zone de la section en	
	2	traction	
$A_{nv} =$	$8,700$	Aire de la zone de la section en traction	
	2		
$V_{effRd} =$	$253,3$	Résistance de calcul de la section affaiblie	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
	99] par les trous	
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,801 < 253,399$	vérifié	(0,00)

POUTRE

$$A_{nt} = 2,914 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,394 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 157,1 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie} \quad V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$= 08 \text{] par les trous}$$

$$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1,603| < 157,108 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 4,350 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,550 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 165,0 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$= 76 \text{] par les trous}$$

$$|0.5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |7,559| < 165,076 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,697 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8,091 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 148,6 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$= 13 \text{] par les trous}$$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,119| < 148,613 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,775 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5,475 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,73 < 0,82$$

$W_{net} = 27,551 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 6,475 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,410| < 6,475 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$A_v = 13,000 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$

$A_{v,net} = 10,400 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$

$$|0,5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |7,559| < 176,381 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 8,021 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,409 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,72 < 0,82$$

$W_{net} = 56,903 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 13,372 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,820| < 13,372 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$A_v = 14,880 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 13,268 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 201,88 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$

$$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |15,119| < 201,888 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 22,500$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = 14,181$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = 14,181$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale $t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle $t_{II} = V_{b2,Ed}/A_w$

$|s_\perp| \leq 0.9 \cdot f_u$ $|14,181| < 324,000$ vériifié (0,00)

$b_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$ $28,362 < 360,000$ vériifié (0,08)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 14,100$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = 45,123$ [kN] $F_{w,Ed} = N_{fu2,Ed} + M_{b2,Ed}/h_b$

$t_{II} = 32,002$ [MPa] Contrainte tangentielle $t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$|t_{II}| \leq f_u / (\ddot{O}3 \cdot b_w \cdot g_{M2})$ $|32,002| < 207,846$ vériifié (0,15)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 0,000$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = 0,000$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = 0,000$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale $t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle $t_{II} = V_{b2,Ed}/A_w$

$|s_\perp| \leq 0.9 \cdot f_u$ $|0,000| < 324,000$ vériifié (0,00)

$b_w = 0,00$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$ $0,000 < 360,000$ vériifié (0,00)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 14,100$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -44,160$ [kN]

$$F_{w,Ed} = N_{fl2,Ed} - M_{b2,Ed}/h_b$$

$t_{II} = -31,319$ [MPa] Contrainte tangentielle

$$t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$$|t_{II}| \leq f_u / (\alpha_3 * b_w * g_{M2}) \quad |-31,319| < 207,846 \text{ vérifié} \quad (0,15)$$

DROITE

$N_{w1,Ed} = 1,112$ [kN] Effort axial dans l'âme

$$N_{w1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_w) / A_b$$

$N_{fu1,Ed} = 0,838$ [kN] Effort axial dans la semelle supérieure

$$N_{fu1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_f) / A_b$$

$N_{fl1,Ed} = 0,838$ [kN] Effort axial dans la semelle inférieure

$$N_{fl1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_f) / A_b$$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 21,7$ [k] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non
= 15 N] fileté d'un boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

$F_{t,Rd} = 24,2$ [k] Résistance d'un boulon à la traction
= 78 N]

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 86,400$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$	$0,90 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	---------

$F_{b,Rd2z} = 77,538$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e =$	53, [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la 100] cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 =$	0,5 [kN] Moment fléchissant réel 50 *m]	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	5,1 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort 80 [kN] tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	9,1 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment 68	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x1,E} =$	9,1 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x 68	$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z1,E} =$	5,1 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z 80	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	10, [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon 530	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	86, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x 400	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} =$	77, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z 538	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$

$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 9,168 < 86,400$	véri fié	(0,11)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,180 < 77,538$	véri fié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$10,530 < 21,715$	véri fié	(0,48)

Traction des boulons

$e = 54,2$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du
 50] centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,56$ [kN*
 $= 2$ m] Moment fléchissant réel

$$M_{0t} = 0,5 * V_{b1,Ed} * e$$

$F_{t,E} = 9,64$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême
 $d = 5$

$$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 9,645 < 24,278 \quad \text{véri} \quad (0,40)$$

fié

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10,530$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}]^2 + [F_{z,Ed}]^2}$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0 \quad 0,77 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,77)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 43,4$ [k] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non
 $= 29$ N] fileté d'un boulon

$$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2,8 * (e_1 / d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1 / d_0) - 1,7, 2,5]$

$$k_{1x} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$$a_{bx} > 0,0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1x} = 53,568$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2,8 * (e_2 / d_0) - 1,7, 2,5]$

$$k_{1z} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0,25, f_{ub} / f_u, 1]$

$$a_{bz} > 0,0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1z} = 53,568$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 172,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 155,07$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = \frac{54,2}{50}$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = \frac{1,12}{4}$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b1,Ed} * e$

$F_{Nx} = \frac{0,55}{6}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w1,Ed}| / n$

$F_{Vz} = \frac{10,3}{60}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b1,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 18,7$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x$

$e =$	$54,2$	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du	
	50	centre de l'âme du poteau	
$=$	34	direction x	$(x_i^2 + z_i^2)$
F_{Mz}	$0,00$	Force résultante dans le boulon due au moment sur la	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$=$	0	direction z	
$F_{x,Ed}$	$19,2$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$=$	90		
$F_{z1,Ed}$	$10,3$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$d =$	60		
F_{Ed}	$21,8$	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \ddot{O} (F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)$
$=$	95		
F_{Rdx}	$53,5$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$=$	68		
F_{Rdz}	$53,5$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$=$	68		

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 19,290 < 53,568$	véri fié	(0,36)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,360 < 53,568$	véri fié	(0,19)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$21,895 < 43,429$	véri fié	(0,50)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,700$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,700$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 253,3$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\ddot{O}3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$ 0,5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1,394 < 253,399$	vérifié	(0,01)
------------------------------------	---------------------	---------	--------

POUTRE

$$A_{nt} = 2,914 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,394 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 157,1 \text{ [kN Résistance de calcul de la section affaiblie} \\ = 08 \text{] par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + \\ (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|N_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |2,788| < 157,108 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIERE**

$$A_{nt} = 4,350 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,550 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 165,0 \text{ [kN Résistance de calcul de la section affaiblie} \\ = 76 \text{] par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + \\ (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |10,360| < 165,076 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,697 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8,091 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 148,6 \text{ [kN Résistance de calcul de la section affaiblie} \\ = 13 \text{] par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + \\ (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |20,719| < 148,613 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,849 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la zone tendue de la sectionu brute}$$

$$A_{t,net} = 5,549 \text{ [cm}^2\text{] Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,73 < 0,82$$

$$W_{net} = 27,551 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 6,475 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion } M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,562| < 6,475 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$A_v = 13,000 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a * t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 10,400 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$$

$$|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |10,360| < 176,381 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 8,178 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 6,566 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,72 < 0,82$$

$$W_{net} = 56,903 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 13,372 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion } M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,124| < 13,372 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$A_v = 14,880 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 13,268 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 201,88 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |20,719| < 201,888 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 26,500$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = 19,712$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = 19,712$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle

$t_{II} = V_{b1,Ed}/A_w$

$ s_\perp \leq 0.9 \cdot f_u$	$ 19,712 < 324,000$	vérifié	(0,00)
--------------------------------	----------------------	----------------	--------

$b_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$	$39,424 < 360,000$	vérifié	(0,11)
--	--------------------	----------------	--------

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 16,000$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = 73,873$ [kN]

$F_{w,Ed} = N_{fu1,Ed} - M_{b1,Ed}/h_b$

$t_{II} = 46,171$ [MPa] Contrainte tangentielle

$t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$ t_{II} \leq f_u / (\ddot{O}3 \cdot b_w \cdot g_{M2})$	$ 46,171 < 135,677$	vérifié	(0,34)
--	----------------------	----------------	--------

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 26,500$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = -19,264$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = -19,264$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle

$t_{II} = V_{b1,Ed}/A_w$

$ s_\perp \leq 0.9 \cdot f_u$	$ -19,264 < 324,000$	vérifié	(0,00)
--------------------------------	-----------------------	----------------	--------

$b_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$	$38,529 < 360,000$	vérifié	(0,11)
--	--------------------	----------------	--------

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 16,000 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -72,197 \text{ [kN]}$

$F_{w,Ed} = N_{fu1,Ed} - M_{b1,Ed}/h_b$

$t_{II} = -45,123 \text{ [MPa]}$ Contrainte tangentielle

$t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$|t_{II}| \leq f_u / (\sqrt{3} * b_w * g_{M2})$ $|-45,123| < 135,677$ **vérifié** (0,33)

VERIFICATION DU POTEAU

PRESSION DU BOULON SUR L'AME DU POTEAU

Direction x

$k_x = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_x = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_x > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_b > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rdx} = 73,440 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdx} = k_x * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_z = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_z = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_z > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rdz} = 73,440 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdz} = k_z * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 15,858 \text{ [kN]}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 8,960 \text{ [kN]}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx}$ $|15,858| < 73,440$ **vérifié** (0,22)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz}$ $|8,960| < 73,440$ **vérifié** (0,12)

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx} \quad |15,858| < 73,440 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,77
--	-------	------

4.6. assemblage poutre secondaire-poteau-poutre secondaire(IPE240-HEA300)

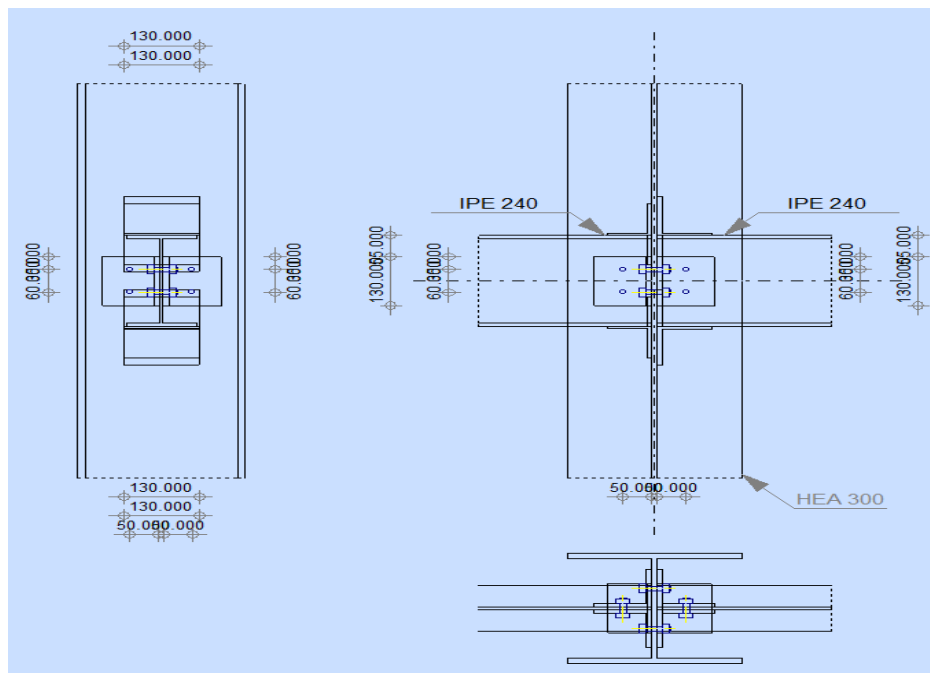
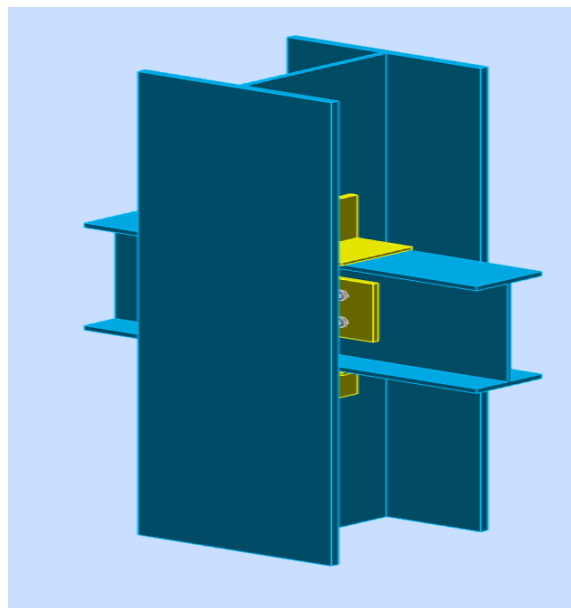


Figure IX.6.assemblage poutre-poteau-poutre

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

GENERAL

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 64

Barres de la structure: 33, 70, 71

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 33

$a = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290,000$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300,000$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 8,500$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27,000$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,528$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uc} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	IPE 240
Barre N°:	70
a =	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
h_{bl} =	240,000 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_{bl} =	120,000 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wbl} =	6,200 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fbl} =	9,800 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_{bl} =	15,000 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_b =	39,116 [cm ²] Aire de la section de la poutre
I_{ybl} =	3891,630 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	Steel
f_{ybl} =	235,000 [MPa] Résistance de calcul
f_{ubl} =	360,000 [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10
a =	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
h_{kl} =	100,000 [mm] Hauteur de la section de la cornière
b_{kl} =	100,000 [mm] Largeur de la section de la cornière
t_{fkl} =	10,000 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
r_{kl} =	12,000 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
l_{kl} =	130,000 [mm] Longueur de la cornière
Matériau:	S 235
f_{ykl} =	235,000 [MPa] Résistance de calcul
f_{ukl} =	360,000 [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé: MHEA 160

$h_{kl} = 76,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kl} = 160,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkl} = 9,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kl} = 15,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S
235

$f_{ykl} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukl} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR

Profilé: MHEA 160

$h_{kl} = 76,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kl} = 160,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkl} = 9,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kl} = 15,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S
235

$f_{ykl} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukl} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 12,000$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13,000$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 0,843$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$A_v = 1,131$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400,000$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35,000$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60,000$ [mm] Entraxe

SOUDURES

$a_{tu} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau

$a_{tbu} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre

$a_{td} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau

$a_{tbi} = 5,000$ [mm] Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 240

Barre N°: 71

$a = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 240,000$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{br} = 120,000$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wbr} = 6,200$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fbr} = 9,800$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 15,000$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 39,116$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{ybr} = 3891,630$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: Steel

$f_{ybr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ubr} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$h_{kr} = 100,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kr} = 100,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkr} = 10,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kr} = 12,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_{kr} = 130,000$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukr} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR

Profilé: MHEA 200

$h_{kr} = 95,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kr} = 200,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkr} = 10,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kr} = 18,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukr} = 360,000$ [MPa] Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFERIEUR

Profilé: MHEA 200

$h_{kr} = 95,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

Profilé: MHEA 200

$h_{kr} = 95,000$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_{kr} = 200,000$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fkr} = 10,000$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_{kr} = 18,000$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

Matériau: S 235

$f_{ykr} = 235,000$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ukr} = 360,000$ [MPa] 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 = 4.8 Classe du boulon

$d = 12,000$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13,000$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 0,843$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,131$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 400,000$ [MPa] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35,000$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60,000$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 12,000$ [mm] Diamètre du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d_0 =$	13,000 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,843 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,131 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,000 [MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35,000 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60,000 [mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_{tu} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui supérieur et la poutre
$a_{td} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et le poteau
$a_{tbu} =$	5,000 [mm]	Soudures d'angle entre l'appareil d'appui inférieur et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 18: COMB2 (1+3+2)*1.35+5*1.50

GAUCHE

$N_{b2,Ed} =$	1,603 [kN]	Effort axial
$V_{b2,Ed} =$	15,119 [kN]	Effort tranchant
$M_{b2,Ed} =$	10,714 [kN*m]	Moment fléchissant

DROITE

$N_{b1,Ed} =$	2,788 [kN]	Effort axial
---------------	------------	--------------

DROITE

$$N_{b1,Ed} = 2,788 \text{ [kN]} \text{ Effort axial}$$

$$V_{b1,Ed} = 20,719 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant}$$

$$M_{b1,Ed} = 17,528 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant}$$

RESULTATS**GAUCHE**

$$N_{w2,Ed} = 0,639 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans l'âme} \quad N_{w2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_w) / A_b$$

$$N_{fu2,Ed} = 0,482 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans la semelle supérieure} \quad N_{fu2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_f) / A_b$$

$$N_{fl2,Ed} = 0,482 \text{ [kN]} \text{ Effort axial dans la semelle inférieure} \quad N_{fl2,Ed} = (N_{b2,Ed} * A_f) / A_b$$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 21,7 \text{ [k]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non} \quad F_{v,Rd} =$$

$$= 15 \text{ [N]} \text{ fileté d'un boulon} \quad 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 24,2 \text{ [k]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad F_{t,Rd} =$$

$$= 78 \text{ [N]} \quad 0.9 * f_u * A_s / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 86,400 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} = 0,90 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0,0 \quad 0,90 > 0,00 \quad \text{Vérfié}$$

$F_{b,Rd2z} = 77,538$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 53,1$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
00] cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,40$ [kN*] Moment fléchissant réel $M_0 = 0,5 * V_{b2,Ed} * e$
= 1 m]

$F_{Vz} = 3,78$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort
= 0] tranchant $F_{Vz} = 0,5 * |V_{b1,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 6,69$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$
= 0]

$F_{x2,E} = 6,69$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$
d = 0]

$F_{z2,E} = 3,78$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
d = 0]

$F_{Ed} = 7,68$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
= 4]

$F_{Rdx} = 86,4$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
= 00]

$F_{Rdz} = 77,5$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = F_{bRd2z}$
= 38]

$$|F_{x2,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |6,690| < 86,400 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$|F_{z2,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |3,780| < 77,538 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 7,684 < 21,715 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

Traction des boulons

$e = 54,2$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du
50] centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,41$ [kN*] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0,5 * V_{b2,Ed} * e$

Traction des boulons

$e = \frac{54,2}{50}$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

= 0 m]

$F_{t,Ed} = \frac{6,99}{5}$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême

$$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + N_{w,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{tRd} \quad 6,995 < 24,278 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 7,684$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{vRd} + F_{t,Ed} / (1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0 \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,56)$$

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 43,4$ [k] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon

$$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$

$$k_{1x} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$$a_{bx} > 0,0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1x} = 53,568$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$

$$k_{1z} > 0,0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0,25, f_{ub} / f_u, 1]$

$$a_{bz} > 0,0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1z} = 53,568$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 172,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 155,07$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = \frac{54,2}{50}$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = \frac{0,82}{0}$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b2,Ed} * e$

$F_{Nx} = \frac{0,31}{9}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w2,Ed}|/n$

$F_{Vz} = \frac{7,55}{9}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b2,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 13,6$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i)$

cisaillement des boulons

$e =$	$\frac{54,2}{50}$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$=$	70	direction x	$(x_i^2 + z_i^2)$
F_{Mz}	0,00 [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed}$	$\frac{13,9}{89}$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z2,Ed}$	$\frac{7,55}{9}$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed}	$\frac{15,9}{01}$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx}	$\frac{53,5}{68}$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	$\frac{53,5}{68}$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 13,989 < 53,568$	vérifié	(0,26)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,559 < 53,568$	vérifié	(0,14)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$15,901 < 43,429$	vérifié	(0,37)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	$4,700$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	$8,700$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
V_{effRd}	$253,3$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,801 < 253,399$	vérifié	(0,00)

POUTRE

$$A_{nt} = 2,914 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,394 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 157,1 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie} \quad V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$= 08 \text{] par les trous}$$

$$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1,603| < 157,108 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 4,350 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,550 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 165,0 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$= 76 \text{] par les trous}$$

$$|0.5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |7,559| < 165,076 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,697 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8,091 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 148,6 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$= 13 \text{] par les trous}$$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |15,119| < 148,613 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,775 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5,475 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,73 < 0,82$$

$W_{net} = 27,551 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 6,475 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,410| < 6,475 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$A_v = 13,000 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$

$A_{v,net} = 10,400 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$

$$|0,5 * V_{b2,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |7,559| < 176,381 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 8,021 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 6,409 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,72 < 0,82$$

$W_{net} = 56,903 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 13,372 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,820| < 13,372 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$A_v = 14,880 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 13,268 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 201,88 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$

$$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |15,119| < 201,888 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 22,500$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = 14,181$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = 14,181$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle

$t_{II} = V_{b2,Ed}/A_w$

$|s_\perp| \leq 0.9 \cdot f_u$ $|14,181| < 324,000$ **vérifié** (0,00)

$b_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$ $28,362 < 360,000$ **vérifié** (0,08)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 14,100$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = 45,123$ [kN]

$F_{w,Ed} = N_{fu2,Ed} + M_{b2,Ed}/h_b$

$t_{II} = 32,002$ [MPa] Contrainte tangentielle

$t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$|t_{II}| \leq f_u / (\ddot{O} \cdot b_w \cdot g_{M2})$ $|32,002| < 207,846$ **vérifié** (0,15)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 0,000$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = 0,000$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = 0,000$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale

$t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle

$t_{II} = V_{b2,Ed}/A_w$

$|s_\perp| \leq 0.9 \cdot f_u$ $|0,000| < 324,000$ **vérifié** (0,00)

$b_w = 0,00$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$ $0,000 < 360,000$ **vérifié** (0,00)

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 14,100$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -44,160$ [kN]

$$F_{w,Ed} = N_{fl2,Ed} - M_{b2,Ed}/h_b$$

$t_{II} = -31,319$ [MPa] Contrainte tangentielle

$$t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$$|t_{II}| \leq f_u / (\alpha_3 * b_w * g_{M2}) \quad |-31,319| < 207,846 \text{ vérifié} \quad (0,15)$$

DROITE

$N_{w1,Ed} = 1,112$ [kN] Effort axial dans l'âme

$$N_{w1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_w) / A_b$$

$N_{fu1,Ed} = 0,838$ [kN] Effort axial dans la semelle supérieure

$$N_{fu1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_f) / A_b$$

$N_{fl1,Ed} = 0,838$ [kN] Effort axial dans la semelle inférieure

$$N_{fl1,Ed} = (N_{b1,Ed} * A_f) / A_b$$

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 21,7$ [k] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non
= 15 N] fileté d'un boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

$F_{t,Rd} = 24,2$ [k] Résistance d'un boulon à la traction
= 78 N]

$$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 86,400$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 77,538$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e =$	53, [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 =$	0,5 [kN] Moment fléchissant réel 50 *m]	$M_0 = 0.5 * V_{b2,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	5,1 [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant 80	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b2,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	9,1 [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment 68	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x1,Ed} =$	9,1 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x 68	$F_{x1,Ed} = F_{Mx}$
$F_{z1,Ed} =$	5,1 [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z 80	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	10, [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon 530	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	86, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x 400	$F_{Rdx} = F_{bRd2x}$
$F_{Rdz} =$	77, [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z 538	$F_{Rdz} = F_{bRd2z}$

$ F_{x1,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 9,168 < 86,400$	vérifié	(0,11)
$ F_{z1,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 5,180 < 77,538$	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$10,530 < 21,715$	vérifié	(0,48)

Traction des boulons

$e = 54,2$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 0,56$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0,5 * V_{b1,Ed} * e$

$F_{t,Ed} = 9,64$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $9,645 < 24,278$ véri
fié (0,40)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 10,530$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0$ $0,77 < 1,00$ vérifié (0,77)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 43,4$ [k] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2,8 * (e_1 / d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1 / d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1x} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bx} > 0,0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 53,568$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2,8 * (e_2 / d_0) - 1,7, 2,5]$

$k_{1z} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0,25, f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bz} > 0,0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 53,568$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 172,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$a_{bz} = 0,90$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,90 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 155,07$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_M$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = \frac{54,2}{50}$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = \frac{1,12}{4}$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = V_{b1,Ed} * e$

$F_{Nx} = \frac{0,55}{6}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{w1,Ed}|/n$

$F_{Vz} = \frac{10,3}{60}$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b1,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 18,7$ [kN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x$

$e =$	$54,2$	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du	
	50	centre de l'âme du poteau	
$=$	34	direction x	$(x_i^2 + z_i^2)$
F_{Mz}	$0,00$	Force résultante dans le boulon due au moment sur la	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$=$	0	direction z	
$F_{x,Ed}$	$19,2$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$=$	90		
$F_{z1,Ed}$	$10,3$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z1,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$d =$	60		
F_{Ed}	$21,8$	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \ddot{O} (F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)$
$=$	95		
F_{Rdx}	$53,5$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$=$	68		
F_{Rdz}	$53,5$	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$=$	68		

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 19,290 < 53,568$	véri fié	(0,36)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,360 < 53,568$	véri fié	(0,19)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$21,895 < 43,429$	véri fié	(0,50)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,700$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 8,700$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 253,3$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\ddot{O}3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$0,5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1,394 < 253,399$	vérifié	(0,01)
----------------------------------	---------------------	---------	--------

POUTRE

$$A_{nt} = 2,914 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,394 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 157,1 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie}$$

$$= 08 \text{] par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|N_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |2,788| < 157,108 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)**CORNIERE**

$$A_{nt} = 4,350 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 7,550 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 165,0 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie}$$

$$= 76 \text{] par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |10,360| < 165,076 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,697 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 8,091 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{\text{effRd}} = 148,6 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section affaiblie}$$

$$= 13 \text{] par les trous}$$

$$V_{\text{effRd}} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |20,719| < 148,613 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 6,849 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5,549 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,73 < 0,82$$

$$W_{net} = 27,551 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 6,475 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,562| < 6,475 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$A_v = 13,000 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a * t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 10,400 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 176,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$$

$$|0.5 * V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |10,360| < 176,381 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 8,178 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 6,566 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,72 < 0,82$$

$$W_{net} = 56,903 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 13,372 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,124| < 13,372 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$A_v = 14,880 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 13,268 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 201,88 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |20,719| < 201,888 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 26,500$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = 19,712$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = 19,712$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale $t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle $t_{II} = V_{b1,Ed}/A_w$

$ s_\perp \leq 0.9 \cdot f_u$	$ 19,712 < 324,000$	vérifié	(0,00)
--------------------------------	----------------------	---------	--------

$b_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$	$39,424 < 360,000$	vérifié	(0,11)
--	--------------------	---------	--------

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI SUPERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 16,000$ [cm²] Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = 73,873$ [kN] $F_{w,Ed} = N_{fu1,Ed} - M_{b1,Ed}/h_b$

$t_{II} = 46,171$ [MPa] Contrainte tangentielle $t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [Tableau 4.1]

$ t_{II} \leq f_u / (\ddot{O}3 \cdot b_w \cdot g_{M2})$	$ 46,171 < 135,677$	vérifié	(0,34)
--	----------------------	---------	--------

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LE POTEAU

$A_w = 26,500$ [cm²] Aire de la section des soudures

$s_\perp = -19,264$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure

$t_\perp = -19,264$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale $t_\perp = s_\perp$

$t_{II} = 0,000$ [MPa] Contrainte tangentielle $t_{II} = V_{b1,Ed}/A_w$

$ s_\perp \leq 0.9 \cdot f_u$	$ -19,264 < 324,000$	vérifié	(0,00)
--------------------------------	-----------------------	---------	--------

$b_w = 0,80$ Coefficient de résistance des soudures

$\ddot{O}[s_\perp^2 + 3 \cdot (t_{II}^2 + t_\perp^2)] \leq f_u / (b_w \cdot g_{M2})$	$38,529 < 360,000$	vérifié	(0,11)
--	--------------------	---------	--------

SOUDURES D'ANGLE ENTRE L'APPAREIL D'APPUI INFERIEUR ET LA POUTRE

$A_w = 16,000 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section des soudures

$F_{w,Ed} = -72,197 \text{ [kN]}$

$$F_{w,Ed} = N_{fu1,Ed} - M_{b1,Ed}/h_b$$

$t_{II} = -45,123 \text{ [MPa]}$ Contrainte tangentielle

$$t_{II} = F_{w,Ed}/A_w$$

$b_w = 0,80$ Coefficient de corrélation

[Tableau 4.1]

$$|t_{II}| \leq f_u / (\alpha_3 * b_w * g_{M2}) \quad |-45,123| < 135,677 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

VERIFICATION DU POTEAU

PRESSION DU BOULON SUR L'AME DU POTEAU

Direction x

$k_x = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_x = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$$k_x > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$$a_b > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rdx} = 73,440 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdx} = k_x * a_{bx} * f_u * d * t / g_{M2}$

Direction z

$k_z = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_z = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$$k_z > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rdz} = 73,440 \text{ [kN]}$ Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rdz} = k_z * a_{bz} * f_u * d * t / g_{M2}$

FORCE RESULTANTE AGISSANT SUR LE BOULON DE RIVE

$F_{x,Ed} = 15,858 \text{ [kN]}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$

$F_{z,Ed} = 8,960 \text{ [kN]}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx} \quad |15,858| < 73,440 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz} \quad |8,960| < 73,440 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{b,Rdx}$	$ 15,858 < 73,440$	vérifié	(0,22)
-----------------------------	---------------------	----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,77
--	-------	------



Chapitre X :
Calcul des fondations

X.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On trouve trois types de fondation :

a. Fondation superficielle

- Semelle isolée sous poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux

b. Fondation profonde

- Pieux
- Parois moulées

c. Fondation semi profonde

- Puits

X.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

X.3. 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.

X.4. Etude des semelles:

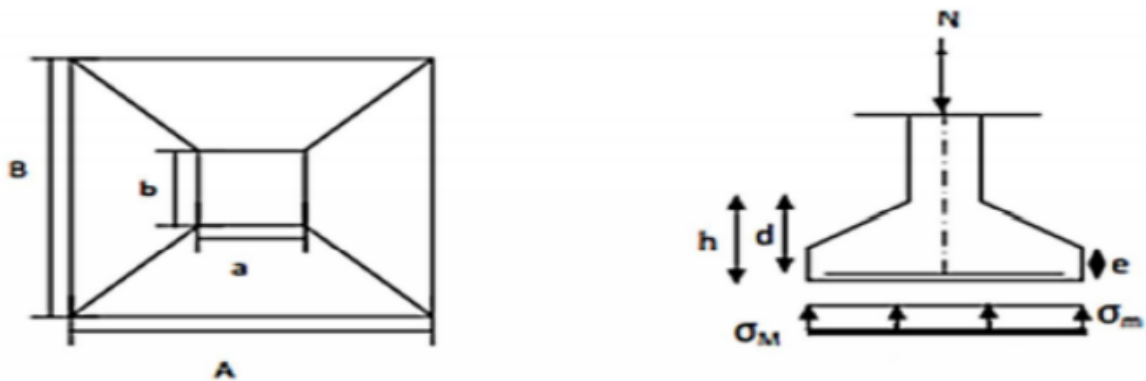


Figure X.1. Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

4.1. Charge à prendre en considération

Les charges à prendre en compte sont les charges maximales : verticales, horizontales ou inclinées (DTRB)

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action :

- G+Q+E
- 0.8 G ± E (RPA99/03)

Tableau X.1: Les valeurs de l'effort tranchant retiré à partir du logiciel ROBOT

	ELU	ELS
N _{sd} (KN)	1822.91	1321.41
σ _{sol} : 2 Bar = 0,2 MPA = 200KN/ m ²		

4.2. Dimensionnement de la semelle 3× 3m² :

$$\frac{A}{B} = k \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \end{cases}$$

Nous avons :

$$a = 290 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{290}{300} = 0.96$$

$$\frac{b}{a} = \frac{300}{290} = 1.03$$

$$\frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} = \frac{1822.91}{200} = 9.11 \text{ m}^2$$

Donc :

$$B \geq 3$$

$$A \geq 3$$

On prend des semelles isolées (3×3 m²)

Détermination de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 50 \text{ mm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$B = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m (Poteau HEA 300)}$$

$$\frac{3-0.3}{4} \leq d \leq 3 - 0.29 \rightarrow 0.67 \text{ m} \leq d \leq 2.71 \text{ m}$$

On prend : d = 0.7 m = 70 cm Donc : h = 70 + 5 = 75 cm

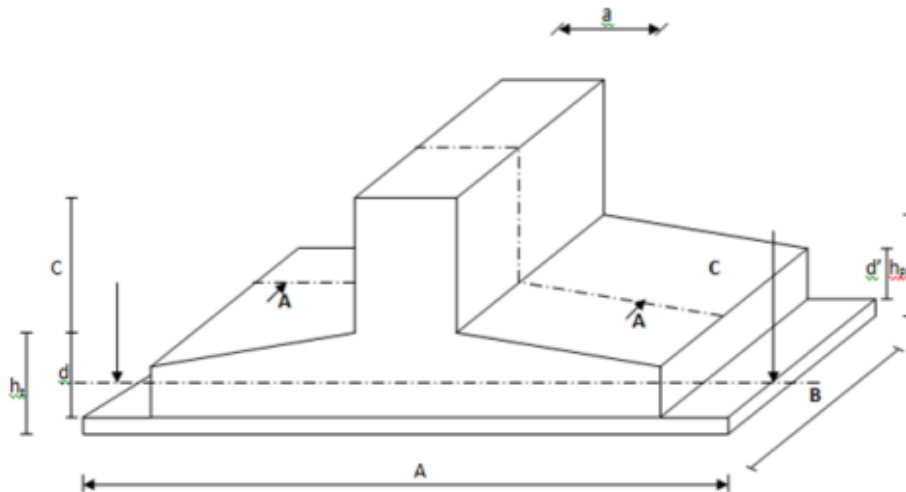


Figure X. 2: Dimensionnement de la semelle

X.5. ferrailage de la semelle :

$$e = 0.15 < \frac{B}{6} = 0.5$$

$$A_U = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 384 \text{ MPA}$$

$$A_U = \frac{1822.91 \times (3 - 0.29) \times 10}{8 \times 0.75 \times 384} = 21.44 \text{ cm}^2$$

On prend $A=21.55 \text{ cm}^2 \longrightarrow 14\text{T(H.R)} \text{ } \varnothing 14$

5.2. Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armée soumise à la traction ou à la flexion soit Considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée

$$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 0.23 \times 300 \times 700 \times \frac{2.1}{400} = 253.5 \text{ mm}^2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend $A=21.55 \text{ cm}^2 \longrightarrow 14\text{T(H.R)} \text{ } \varnothing 14$

5.3. détermination de la hauteur du platine:

$$e \geq \max (6\varnothing + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (14.4\text{cm}, 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15\text{cm}$$

5.4. L'espace des bars :

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \varnothing)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 21) = 20 \text{ cm}$$

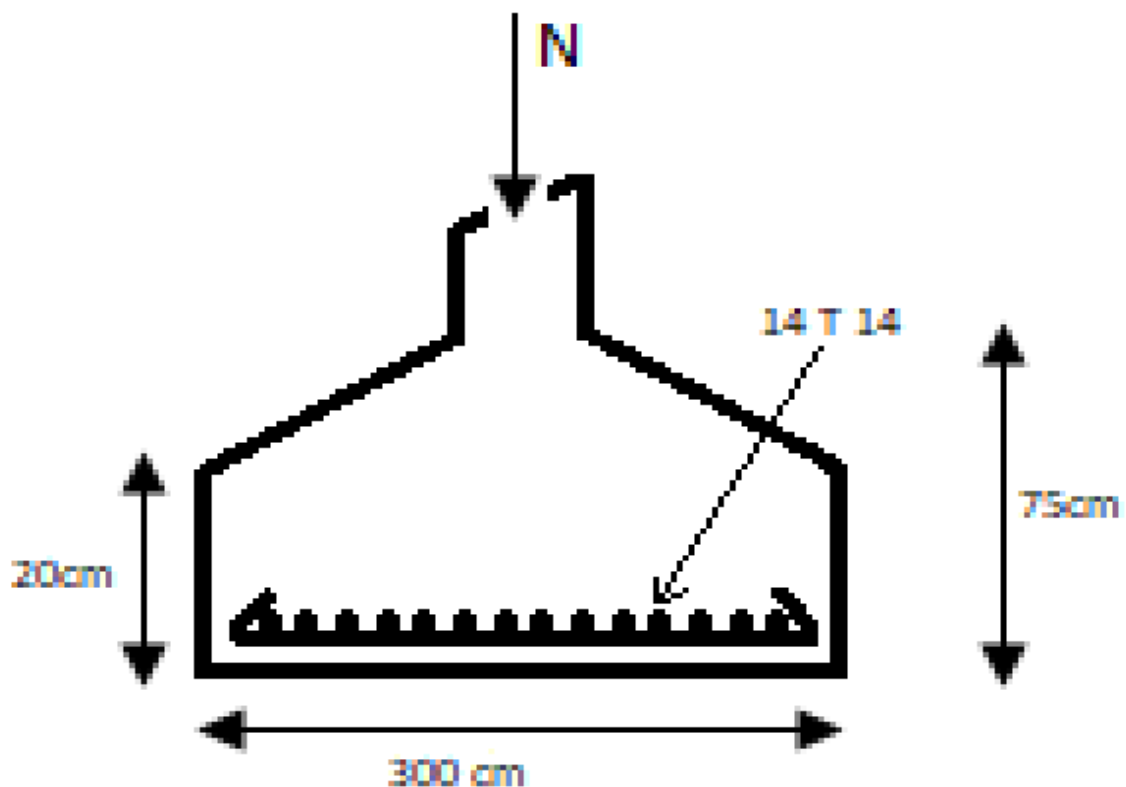


Figure X.3. Ferrailage de la semelle isolée

X.6.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.

6.1. DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES :

Selon RPA2003 ,pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :25cm×30cm

6.2.calcul du ferrailage :

Elles doivent être calculées pour résister a la traction sous une forces égale a :

$$F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ KN}$$

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 $\alpha = 12$

$$\frac{N}{a} = \frac{1822.91}{12} = 151.90 \text{ KN}$$

$$F = \max(151.90 \text{ KN} ; 20 \text{ KN}) = 151.90 \text{ KN}$$

$$A_{STU} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{15.19}{210.6 \times 10^{-2}} = 7.2 \text{ cm}^2$$

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 4T12 =4.52cm² et 2T14=3.08cm²

6.2. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; n ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{300}{35} ; 8 ; \frac{250}{10} \right)$$

$$\varphi t \leq \min (8.5 ; 8 ; 25)$$

$\phi t = 8$ mm dans ce cas, on considère des armatures de diamètre T8 comme armature transversale

6.3. L'espace des cadres :

l'espace des cadres doit être inférieur au min (20 cm, 15ϕ).

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi)$$

$$S \leq (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \quad \text{on prend l'espace } S = 15 \text{ cm}$$

6.4. vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st} \leq 0.23 \times 0.25 \times 0.25 \times \frac{25}{400}$$

$$A_{st} = 8.98 \text{ cm}^2 > 7.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifié)}$$

Remarque :

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travail en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi- portée de la longrine.

Conclusion général

Conclusion Général

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Euro codes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différents logiciels de calcul et du dessin (ROBOT).

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.



Bibliographie

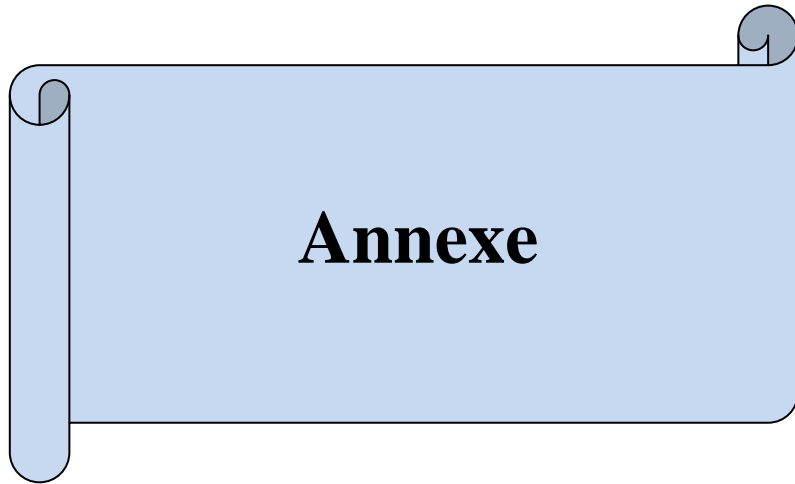
Références bibliographiques

Bibliographie

- (BAEL91_modifié99) : Calcul des Structures en béton.
- CCM97 ; Règles de conception des Structures en aciers
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : **DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de prédimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages
- D.T.R-B.C-2.2 ; Charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR.B ; Règles de calcul des fondations superficielles
- D.T.R.B ; Règles de conception et de calcul des structures en acier
- D.T.R.-B ; conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- EUROCODE 3 ; calcul des structures métalliques.
- EUROCODE 4 ; calcul des structures mixtes
- Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes
- RNV 2013 : Règlement Neige et Vent.
- (RPA 99 _ version 2003) : Règles Parasismiques ALGERIENNE version 2003

Logiciels :

- Robot structure 2019



Annexe

Annexe A



PROFILS NERVURES

APPLICATIONS

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320
 - Acier galvanisé en continu Z 275 NF P 34310 et NF EN 10147
 - Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
 - Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
 - Informations techniques établies conformes à la norme NF P 34-205-1 et ou DTU 40-35

REVETEMENT:

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.

- Galvanisé seul, qualité Z 275
- Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25µ - teintes standard: voir nuancier, envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.

Classement de réaction au feu: M0.

MISE EN OEUVRE:

Manutention:
 Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre:

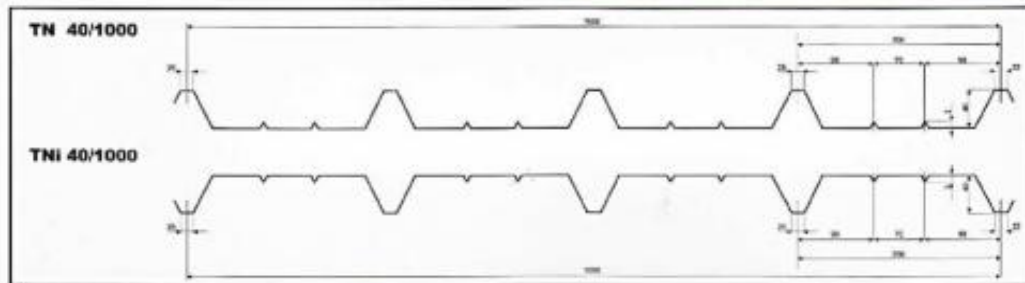
- Se référer au DTU 40-35
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les mailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

Stockage:

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bâche), les cois étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	EPAISSEUR mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm²/m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm³/m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83



CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE Kg/m²

EPAISSEUR mm	TN 40/1000										TNI 40/1000															
	PORTEE m										PORTEE m															
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
0,5	430	281	185	143	109	85	73	61	43	36				300	233	162	124	94	69	57	27					
0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	45	38				504	322	224	164	126	99	80	66					
0,7	718	458	318	234	178	135	98	73	57	47	35			603	388	268	198	150	113	91	75					
0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33		701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27		
1,0	1024	655	456	334	256	182	131	108	81	64	51	41	34	903	575	401	289	194	136	99	74	57	45	36	29	24
						202	143	115	113	97	83	72	64				205	144	119	100	85	73	64	56		
0,5	370	265	180	141	111	83	73	62	51	40				487	300	207	147	115	83	61	41	30				
0,6	518	341	234	177	135	101	81	64	51	40				630	403	280	205	157	113	83	62	48				
0,7	596	398	282	224	177	143	118	95	74	59	48			734	482	335	246	188	140	102	78	56	46	37		
0,8	7025	466	334	258	202	164	135	108	85	68	55	45		877	561	389	286	210	168	122	92	71	59	44	36	
1,0	1280	819	569	418	328	253	224	189	133	107	83	72	64	1129	722	503	368	282	223	165	124	95	75	60	49	40
						142	131	104	91	80							140	140	128	108	92	80	70			

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

Annexe B





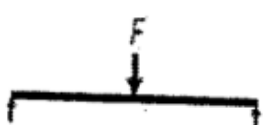
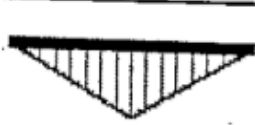
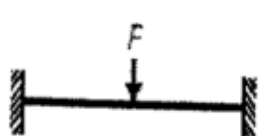

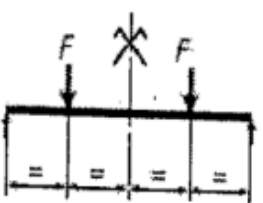
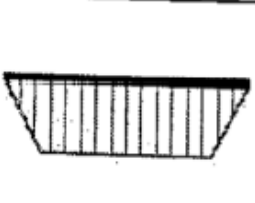
Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids	Repère	Section		Fils	Maille	Dim	Poids		
	Scm ² /m	Scm ² /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg		Scm ² /m	Scm ² /m	mm*mm	mm*mm	mm*mm	Kg		
Rouleau							Rouleau								
R80 R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10	RAF R	0,80	0,53	4,5*4,5	200*300	2,40*50	125,10		
R80 C	0,80	0,80	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		
							ST20	1,88	1,28	6*7	150*300	2,40*6,00	35,81		
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	ST25	2,57	1,28	7*7	150*300	2,40*6,00	43,49		
P283R	2,83	0,95	6*5,5	150*250	2,40*6,00	42,74	ST30	2,83	1,28	6*7	100*300	2,40*6,00	46,46		
P385R	3,85	1,47	7*7,5	100*300	2,40*6,00	60,14	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												
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

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 a₀

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 I

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

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	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

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

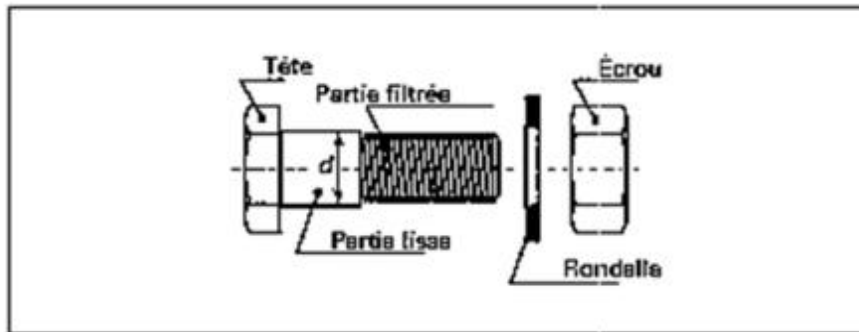


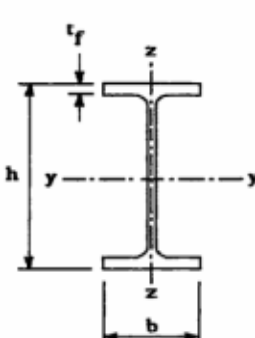
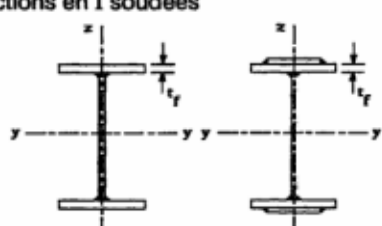
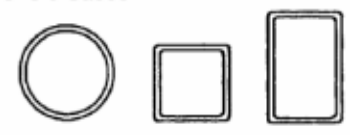
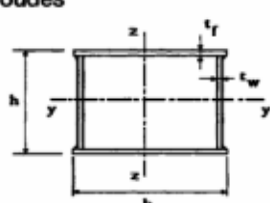
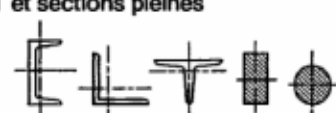
Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires

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





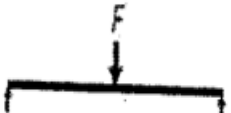


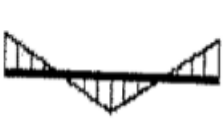
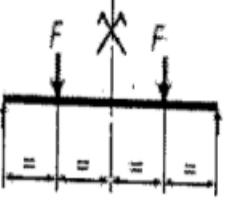

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

	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
\varnothing 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_s (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

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 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant f_{yb} *) formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit $y - y$ $z - z$	b 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			

Annexe L

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

