

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة -البليلة 1-  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Pour l'Obtention du diplôme de

**MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Construction métalliques et mixtes

**Thème**

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8 ETAGES EN CONSTRUCTION  
METALLIQUE A USAGE D'HABITATION.

Présenté par :

**M<sup>r</sup>. Benchaabane Mohamed Nor El islam**

Devant les membres de jury :

<b>M<sup>me</sup> . Tadjer .k</b>	U. Saad Dahleb-Blida	Président
<b>M<sup>r</sup> . Rahmani.k</b>	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
<b>M<sup>r</sup> . Azzaz Abdessamed</b>	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, juin 2024

# Remerciement

Tout d'abord je remercie avant tous, ALLAH le tout puissant qui m'a donné le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à mon formation durant tous les cycles.

Mon promoteur **Mr. abdessamed AZZAZ**, Je tiens à profiter de cette occasion pour exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien et votre encadrement tout au long de la rédaction de mon mémoire de fin d'études. Votre expertise, votre patience et votre engagement ont été essentiels pour la réussite.

Je porte avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil **Université BLIDA 1** qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Un grand merci également aux membres du jury d'avoir accepté de consacrer leur temps et leur expertise à évaluer mon mémoire.

Je suis également profondément reconnaissant envers mes parents, qui ont été mes piliers tout au long de mon parcours académique. Leur soutien inconditionnel, leur encouragement constant et leurs sacrifices ont été la force motrice derrière ma réussite. Je leur suis éternellement reconnaissant pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

Un merci spécial à mon frère karim et ma soeur sara pour ses encouragements constants et ses conseils avisés. Sa présence et son soutien ont été d'une valeur inestimable tout au long de mes études.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Sincèrement,

Islam benchaabane

# Dédicace

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail. Je dédie ce  
mémoire à :

À mes chers parents,

En ces mots gravés, je souhaite exprimer toute ma reconnaissance et mon amour pour vous, mes guides, mes soutiens et mes sources infinies d'inspiration.

À travers chaque étape de ma vie, vous avez été les phares qui ont illuminé mon chemin, les épaules sur lesquelles j'ai pu m'appuyer et les cœurs qui ont battu en harmonie avec les miens.

Votre amour inconditionnel et vos sacrifices sans fin ont été les fondations solides sur lesquelles j'ai construit mes rêves et mes réalisations. Votre foi en moi m'a donné la confiance nécessaire pour poursuivre mes aspirations les plus audacieuses.

Dans ce mémoire, je célèbre non seulement mes réalisations, mais aussi les vôtres. Chaque page est témoin de votre dévouement, de votre encouragement et de votre soutien constants.

À travers ces lignes, je veux que vous sachiez à quel point je suis reconnaissant d'avoir des parents aussi exceptionnels que vous. Votre amour est mon plus grand trésor, et je vous serai éternellement reconnaissant pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Que cette dédicace soit le témoignage de l'amour infini que je vous porte et de la profonde gratitude qui emplit mon cœur. Merci pour tout.

Avec tout mon amour,

## Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment en R+8 étages à usage résidentiel en charpente métallique dans la wilaya de Blida. Ce projet a été réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par effectuer la descente des charges, ensuite l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 ». Après, l'étude dynamique selon le « RPA99 v 2003 », puis le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) et l'étude des assemblages selon le « CCM97 », et en fin on fait l'étude des fondations. Selon le «BAEL91 ».

**Mots clés :** Charpente métallique, plancher mixte, assemblage, fondation

## Abstract:

This project consists of studying the structure of an 8-storey building for residential use in a metal frame in wilaya of Blida. This project was carried out in several stages. We started by lowering the loads, then the study of the mixed floor according to "EUROCODE 4". Afterwards, the dynamic study according to "RPA99 v 2003", then the dimensioning of the various elements (main and secondary) and the study of the assemblies according to "CCM97", and at the end we study the foundations. According to the "BAEL91".

**Key words:** Metal frame, composite floor, assembly, foundations.

## ملخص

هذا المشروع هو دراسة هيكل معدني متكون من طابق سفلي و8طوابق للاستخدام السكني بولاية البليدة يتحقق هذا المشروع في عدة مراحل. بدأنا بتنفيذ دراسة الارضية المركبة وفقا للوثيقة التقنية النظامية "EUROCODE 4". بعد ذلك تم إجراء الدراسة الديناميكية وفقاً لـ "RPA99 v 2003"، ثم قياس أبعاد العناصر المختلفة (الرئيسية والثانوية) ودراسة الاجماع وفقاً للوثيقة التقنية النظامية "CCM97"، وفي النهاية نقوم بدراسة الاساسات للمبنى وفقاً للوثيقة التقنية النظامية "BAEL91".

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، الارضية المركبة، التجميع، الاساسات

# Table des matières

Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	01

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation du bâtiment.....	02
I.2 Données géométriques du projet .....	02
I.3 Localisation et données concernant le site.....	03
I.4 Règlement technique .....	03
I.5 Logiciel utilisé .....	03
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1 Introduction.....	10
II.2 Les planchers .....	10
II.3 Estimation des charges des planchers.....	11
II.4 Pré dimensionnement des Solives.....	12
II.5 Pré dimensionnement des poutres principales .....	24
II.6 pré dimensionnement des poteaux.....	35
II.7 Conclusion.....	42

## CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 ACROTÈRE .....	43
III.2 Etude des escaliers .....	50
III.3 Dimensionnement des supports de marches.....	52

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Calcul de la force sismique totale .....	60
IV.3. Résultats de l'analyse dynamique .....	65

IV.4. Vérification sismique .....	66
IV.5. Vérification des déplacements inter étages .....	70
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre) .....	72
IV.7. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	72
IV.8. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10 RPA 2003) .....	73
IV.9. Conclusion .....	73

### **CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS**

V.1. Introduction .....	74
V.2. Vérification des poteaux HEA500 (RDC) .....	74
V.3. Vérification des poutres.....	83
V.4. Vérification des contreventements.....	87
V.3 Conclusion.....	90

### **CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES**

VI.1 Introduction.....	91
VI.2 Fonctionnement des assemblages.....	91
VI.3. Assemblages poteau – poutre.....	92
VI.4 Assemblage poutre IPE360–solive IPE220.....	99
VI.5. Assemblages poteau - poteau .....	101
VI.6. Assemblage des éléments de contreventement .....	106
VI.7. Assemblages pied de poteau .....	108

### **CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION**

VII.1. Introduction .....	110
VII.2. Choix du type de fondations .....	110
VII.3. Calcul des fondations.....	110
VII.4. Semelles isolées .....	111
VII.5. Semelles filantes croisées .....	112
VII.6. Radier général.....	116
Conclusion générale .....	127

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Vue perspective de la structure.....	2
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS.....	6
Figure I. 4 : Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type (1, 2, 3).....	7

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Figure II.1 : Schéma des composants de plancher.....	11
Figure. II.2 : schéma des solives.....	13
Figure II.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	13
Figure II.4 : Largeur effective de la dalle .....	13
Figure II.5 : Schéma statique de la poutre.....	25
Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité.....	36
Figure II.7 : schéma statique du Poteau pour les étages.....	40
Figure II.8 : schéma statique du Poteau pour RDC.....	40

## CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure. III.1 : L'acrotère.....	43
Figure. III.2 : Sollicitations de l'acrotère.....	44
Figure III.3: diagrammes des effort à l'ELU.....	45
Figure. III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure.III.5 : vue d'un escalier.....	50
Figure III.6 : Vue en plan de l'escalier.....	51
Figure III.7: Disposition des cornières.....	52
Figure III.8 : Charges appliquées sur un limon.....	53

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV.1 : Vue d'ensemble de la structure.....	60
Figure. IV. 2 : Diagramme de spectre de réponse selon x.....	64
Figure. IV. 3 : diagramme de spectre de réponse selon y.....	64
Figure VI.4 : modèle initiale sans contreventements.....	65
Figure. IV.5 : Disposition des CV en (X) sens Y.....	67
Figure. IV.6 : Disposition des CV en (V) sens X.....	67

## CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS

Figure.V.1 : Facteurs de distribution pour les poteaux continus .....	76
Figure.V.2 : dimension de la tôle du connecteur.....	85
Figure.V.3 : Contreventement au niveau des rampes sens xx.....	87
Figure V.4 : Contreventement au niveau des rampes sens yy.....	87

## CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

Figure VI. 1: Assemblage poteau – poutre.....	94
Figure VI. 2: Distribution des boulons sur la platine d’extrémité.....	95
Figure VI. 3: Assemblage solive-poutre.....	100
Figure VI. 4: Assemblage poteau-poteau HEA500-HEA450.....	102
Figure VI. 5: Vue en 3D.....	103
Figure VI. 6: Assemblage des contreventements en v.....	106
Figure VI. 7: Assemblage pied de poteau.....	109
Figure VI. 8: Vue en 3D.....	109

## CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATION

Figure VII.1: Semelle isolée sous poteau.....	111
Figure.VII.2 : forme d’une semelle filante.....	112
Figure.VII.3 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central	113
Figure.VII.4 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive	113
Figure.VII.5 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central	114
Figure VII.6 : Schéma d’un radier.....	116
Figure VII.7 : Ferrailage de la dalle du radier.....	126
Figure VII.8 : Ferrailage de la nervure de 1 m.....	126



# LISTES DES TABLEAUX

## CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers.....	06
Tableau I.2: valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ pour les profilés.....	08
Tableau I.3: les valeurs nominales de $f_y$ pour le ferrailage.....	08

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse.....	11
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant.....	12
Tableau II.3 : Caractéristique du profile IPE220.....	14
Tableau II.4 : Caractéristique du profile IPE360.....	25
Tableau.II.5 : La charge permanente sur le poteau central. ....	37
Tableau.II.6 : La charge d'exploitation sur le poteau central.....	37
Tableau.II.7 : Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	38
Tableau.II.8 : caractéristiques de profile HEA100.....	39
Tableau.II.9 : Les vérifications du flambement pour poteau central.....	41
Tableau II.10 : Choix final des poutres et des solives.....	42
Tableau.II.11 : Choix final de profilé.....	42

## CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Charges permanentes de l'escalier.....	52
Tableau III.2 : Charges permanentes du Volée .....	54
Tableau III.3 : Charges permanentes du Palier .....	54

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site.....	61
Tableau IV.2 : facteur de qualité.....	63
Tableau IV.3 : les paramètres sismique.....	63
Tableau IV.4 : Les périodes et les facteurs de participation massique.....	66
Tableau IV.5 : Les périodes et les facteurs de participation massique.....	68
Tableau. IV.6 : Vérification déplacement inter étages suivant X.....	71
Tableau IV.7 : Vérification déplacement inter étages suivant Y.....	71
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	72
Tableau IV.9 : Distribution des force horizontaux et verticaux.....	73

## CHAPITRE V : VERIFICATION DE L'OSSATURE

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé HEA500.....	75
Tableau V.2 : Efforts internes des poteaux sous $N^{\max}$ pour chaque niveau...	78
Tableau V.3 : Vérifications au flambement par flexion $N^{\max}$ .....	78
Tableau V.4 : Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y}^{\max}$ pour chaque niveau	79
Tableau V.5 : Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{\max}$ .....	79
Tableau V.6 : Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,z}^{\max}$ pour chaque niveau	80
Tableau V.7 : Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{\max}$ .....	80
Tableau V.8: Vérification du déversement sous $N^{\max}$ pour chaque niveau.....	81
Tableau V.9: Vérification du déversement sous $M_{sd,y}^{\max}$ pour chaque niveau	82
Tableau V.10: Vérification du déversement sous $M_{sd,z}^{\max}$ pour chaque niveau	82
Tableau V.11: Choix final des poteaux.....	83
Tableau V.12: Caractéristiques géométriques du profilé 2 UPN 280.....	88
Tableau V.13: Caractéristiques géométriques du profilé 2 UPN 280.....	89

## CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

Tableau VI.1 : Les caractéristiques du profilé (HEA500 – IPE360).....	92
Tableau VI.2 : Les caractéristiques du profilé (IPE360 – IPE220).....	99
Tableau VI.3 : Les caractéristiques du profilé (HEA500 – HEA450).....	101
Tableau VI.4 : Les caractéristiques du profilé (HEA500).....	108

## CHAPITRE VII : ETUDE DE FONDATIONS

Tableau VII.1 : Section des semelles filante sens x-x.....	114
Tableau VII.2 : Section des semelles filante sens y-y .....	115
Tableau VII.3 : Contrainte sous le raider à l'ELU .....	120
Tableau.VII.4 : Contrainte sous le raider à l'ELS.....	120
Tableau.VII.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	122
Tableau.VII.6 : Calcul des moments à l'ELS .....	122
Tableau.VII.7 : Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier .....	122
Tableau.VII.8 : Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS .....	123
Tableau.VII.9 : Calcul du ferrailage de la nervure .....	124
Tableau.VII.10 : Calcul du ferrailage de la nervure .....	125

## Liste des symboles

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\,000$ MPa).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 84\,000$ MPa).
$F_p$	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
$M_{cr}$	Moment critique élastique de déversement.
$M_{eff}$	Moment efficace (section de classe 4).
$M_{el}$	Moment élastique.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_R$	Moment résistant.
$M_U$	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
$N_K$	Effort critique d'Euler.
$N_{pl}$	Effort normal de plastification.
$N_u$	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
$V_{pl}$	Effort tranchant de plastification.
$V_U$	Effort tranchant ultime.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_y$	Limite d'élasticité d'une pièce.
$\varepsilon$	Déformation linéaire unitaire.
$\varepsilon_y$	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
$\sigma$	Contrainte normale.
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
$k_s$	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
$k_y$ et $k_z$	Coefficient de flambement – flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$	Facteur de corrélation (soudure).
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta$	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
$\lambda$	Elancement.
$\lambda_k$	Elancement eulérien.
$\lambda$	Elancement réduit.
$\lambda_{LT}$	Elancement de déversement.
$\mu$	Coefficient de frottement.
$\chi$	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction de déversement.
$u_x(\%)$	participation massique en % suivant l'axe x.

$u_y(\%)$	participation massique en % suivent l'axe y.
A	Section brute d'une pièce.
$A_{eff}$	Section efficace d'une pièce (classe 4).
$A_{net}$	Section nette d'une pièce.
$A_s$	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$I_w$	Facteur de gauchissement d'une section.
$I_y$	Moment d'inertie de flexion maximale.
$I_z$	Moment d'inertie de flexion minimale.
$W_{eff}$	Module de résistance efficace.
$W_{el}$	Module de résistance élastique.
$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
$d_0$	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
$l_D$	Largeur de déversement d'une poutre.
$l_k$	Longueur de flambement.
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
$t_f$	Epaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w$	Epaisseur d'une âme de poutre.
$v_s$	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
$v_i$	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
$\alpha$	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1.25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1.50$	Résistance des boulons au à la traction.
$F_v$	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
$F_B$	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
$F_T$	Résistance des boulons en traction.
$\alpha$	Facteur d'imperfection (flambement).
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$\epsilon_{pl}$	Déformation
$\sigma_{Ed}$	Contrainte éq.
$f_y$	Limite d'élasticité
$\epsilon_{lim}$	Déformation plastique limite
$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab
$F_{t,Ed}$	Effort de tension 3.4
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement $V_y$ , $V_z$ dans le boulon.
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4

$V_{rds}$	Résistance caractéristique d'une cheville ETAG 001 Annexe C (5.2.3.2)
$S_{tf}$	Rigidité longitudinale d'ancrage
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab 3.4
$N_{rd,c}$	Résistance à l'éclatement du béton
$N_{rd,p}$	Résistance à l'arrachement
$U_t$	Utilisation en tension
$U_s$	Utilisation en cisaillement
$U_{ts}$	Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4
$V_{rd,cp}$	Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)
$V_{rd,c}$	Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)
$C_{pf}$	Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)
$C_{ef}$	Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)
$E_{pl}$	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
$\sigma_{\perp}$	Contrainte perpendiculaire
$\tau_{\parallel}$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
$\tau_{\perp}$	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$B_w$	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab 4.1
$U_t$	Utilisation
$U_{tc}$	Utilisation de capacité de la soudure
$C$	Largeur de pression diamétrale
$A_{eff}$	Zone effective
$\Sigma$	Contrainte moyenne du béton
$K_j$	Facteur de concentration
$F_{jd}$	Résistance à la pression du béton
$U_t$	Utilisation
$V_y$	Effort de cisaillement du pied de poteau $V_y$
$V_z$	Effort de cisaillement du pied de poteau $V_z$
$V_{Rd,y}$	Résistance au cisaillement
$V_{Rd,z}$	Résistance au cisaillement
$V_{c,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale du béton

Ut	Utilisation
$\theta$	La temperature ( $^{\circ}\text{C}$ ),
t	Le temps (min)
$\theta_0$	La température ambiante, généralement égale à $20^{\circ}\text{C}$
$\theta_{a,t}$	La température de l'acier au temps t
E	Module de Young (en N /m <sup>2</sup> ).
$f_y$	Limite d'élasticité de l'acier (en N /m <sup>2</sup> )
$\lambda_a$	La conductivité thermique de l'acier (W/ m $^{\circ}\text{C}$ )
$C_a$	La chaleur spécifique de l'acier (en J/Kg $^{\circ}\text{C}$ )
$\sigma_{a,\theta}$	Contrainte du profilé en acier en situation d'incendie (N /m <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{a,\theta}$	Déformation du profilé en acier en situation d'incendie
$\varepsilon_{p,\theta}$	Déformation à la limite de proportionnalité en situation d'incendie
$f_{p,\theta}$	Limite de proportionnalité de l'acier à température élevée $\theta_a$ (N /m <sup>2</sup> )
$E_{a,\theta}$	Pente du domaine élastique linéaire
$f_{y,\theta}$	Limite d'élasticité efficace de l'acier à température élevée $\theta_a$ (N /m <sup>2</sup> )
$\varepsilon_{y,\theta}$	Déformation de l'acier correspondant à $f_{ay, \theta}$
A	section du poteau (m <sup>2</sup> )
$\rho_p$	est la masse volumique de l'acier (Kg / m <sup>3</sup> ).
V	est le volume de l'élément par unité de longueur [m]
$c_p$	est la chaleur spécifique du matériau de protection contre le feu [J/kg K]
d p	est l'épaisseur du matériau de protection contre le feu [m]
$\rho_p$	la masse volumique du matériau de protection [kg/m <sup>3</sup> ].
$\theta_{a,t}$	est la température de l'acier au temps t
$\Delta t$	est l'intervalle de temps [s]
$\theta_{g,t}$	est la température ambiante des gaz au temps t
$\Delta\theta_{g,t}$	l'augmentation de la température ambiante des gaz pendant l'intervalle de temps $\Delta t$
$\lambda_p$	est la conductivité thermique (fonction de la température) du matériau de protection contre le feu [W/mK]
$k_{sh}$	Coefficient de réduction du à l'effet d'ombre

# INTRODUCTION GENERALE

---

Toute étude de projet d'un bâtiment en particulier les structure en Charpente Métallique, Ont pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité de ses occupants

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation Situé dans une zone de forte sismicité (zone III), comportant un RDC et huit (08) étages, dont le système de contreventement en V

- Dans notre étude, nous allons consacré le premier chapitre à la présentation complète de l'ouvrage, du point de vu géométrie et aussi le choix des matériaux à utiliser.
- L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et solive
- Le chapitre trois comporte le calcul des éléments secondaires, les escaliers et l'acrotère
- Le quatrième chapitre consiste à l'étude dynamique en zone sismique.
- Le chapitre 5ème porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique.
- Dans 6ème nous avons étudié les assemblages poteau- poutre et aussi poteau-poteau.
- Enfin le dernier chapitre sera consacré à l'étude des fondations.

Pour le calcul de notre ouvrage, nous allons suivre les règlements en vigueur pour l'Algérie à savoir EC3, EC4, BAEL91modifié99, RPA99V2003).

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**



## I.1 Présentation du bâtiment

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment en R+8 à usage d'habitation et service, en charpente métallique

L'ossature est formée d'une structure métallique (poteaux poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier)

## I.2 Données géométriques du projet

- **Dimensions en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment .....27,54 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3,06 m
- Hauteur de 1er jus 'qua 8eme étage .....3,06 m

- **Dimensions en plan :**

- Longueur totale.....30.7 m
- Largeur totale .....19.7 m



Figure I-1 : vue perspective de la structure.

### I.3 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya de Blida ville de Blida dont :

- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- Le site est classé dans la catégorie (**S3**), (site meuble).
- La zone sismique **III**.
- Altitude = **260 m**.

### I.4 Règlement technique

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. [1]
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structures en acier.[2]
- EC3 : Calcul des structures en acier.[5]
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.[4]
- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).[6]
- BAEL91-CBA93(béton armé aux états limites).[7]

### I.5 Logiciel utilisé

- Excel
- Autodesk Robot 2020
- Autocad
- Word

### I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

#### I.6.1 Le Béton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Résistance à la compression**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée  $f_{C28}$  elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Pour :  $j < 28$  jours :  $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$  jours :  $f_{cj} = f_{C28}$  [7]

$j \gg 28$  jours :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure  $f_{C28}$  est prise égale à : 25 MPa

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours notée par  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)} \quad [7]$$

Pour le cas de notre structure  $f_{tj}$  est prise égale à : 2,1 MPa.

- **Déformation longitudinale du béton**

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- **Déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ig} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad [7]$$

D'ou :  $E_{i28} = 32164,20$  Mpa

- **Déformation différée**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{Vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'ou :  $E_{i28} = 10818,87$  Mpa.

- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\gamma = 0,2$ .....Pour les justifications aux états limites de services.
- $\gamma = 0$ .....Dans le cas des états limites ultimes.

- **Les contraintes limites de calcul**

- **Etats limites ultime "ELU"**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} [7]$$

La contrainte ultime de béton en compression  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation suivante :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

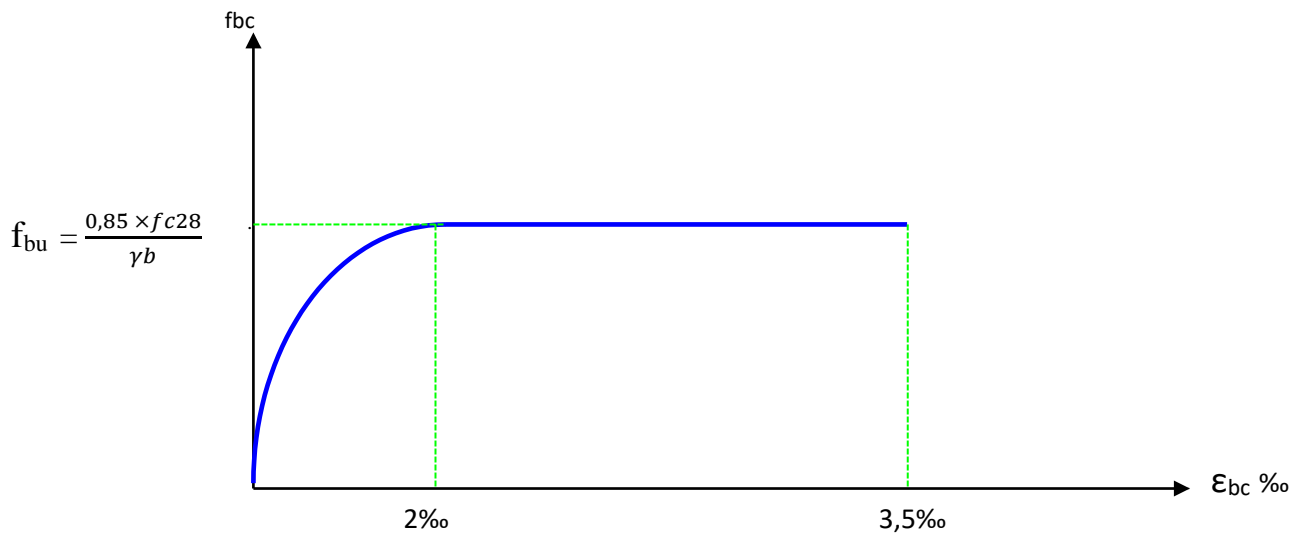


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.[7]

## ➤ États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

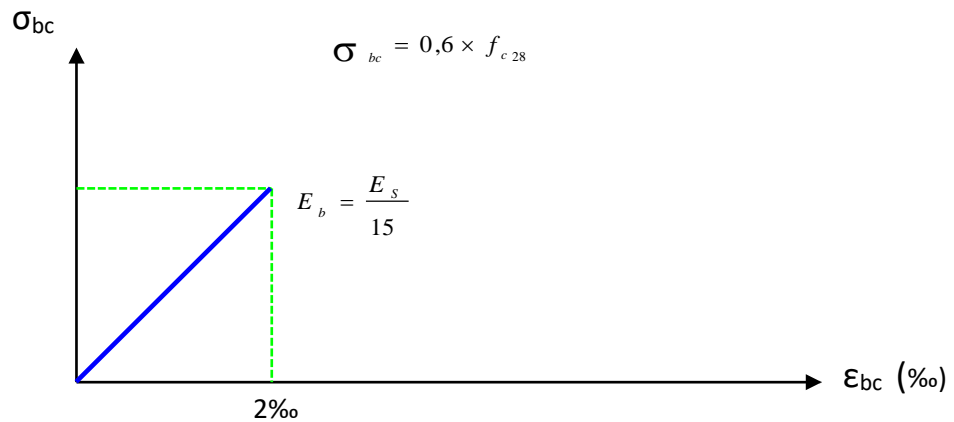


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS[7]

### 1.6.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

#### a) Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	14	580

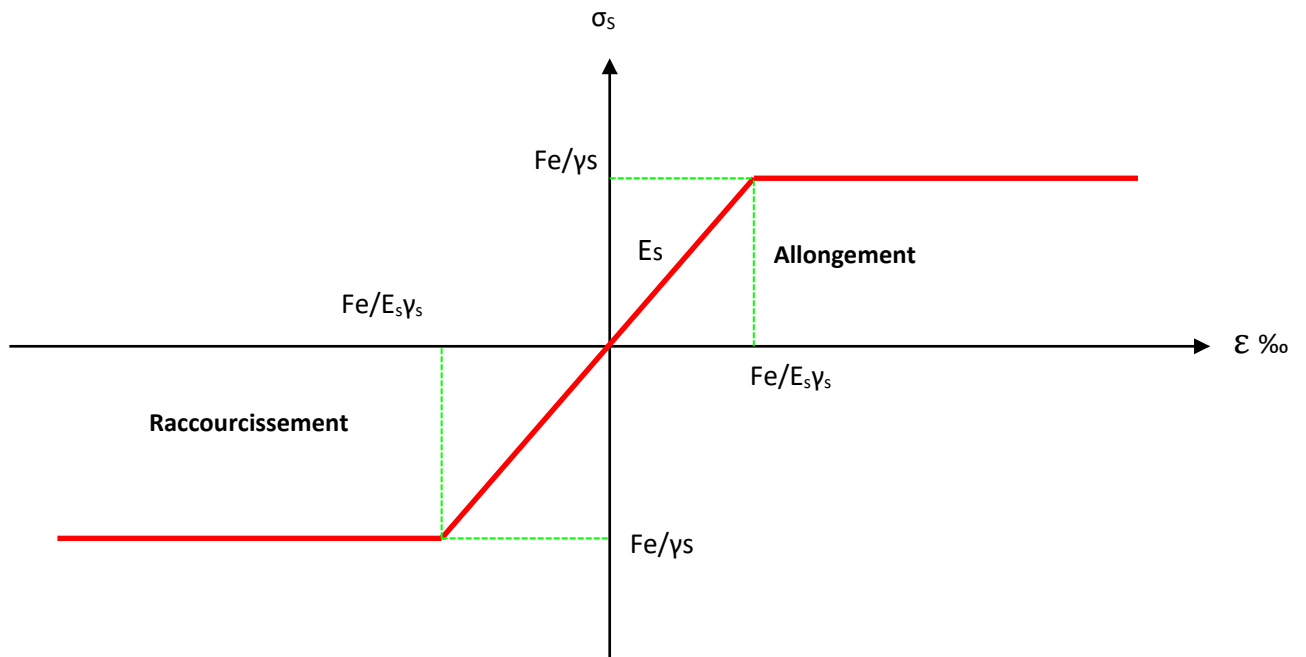
**b) Module d'élasticité longitudinale**

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

**c) État Limite Ultime "ELU"**

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :



**Figure I. 4 :** Diagramme (contrainte-déformation) de l'acier type (1, 2, 3)

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \Delta L/L$

**d) État Limite de Service "ELS"**

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$ .

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$  .....Acier rond lisse

$\eta = 1,6$  .....Acier à haute adhérence.

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

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\ 000$  Mpa.
- Module de cisaillement :  $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- $G_{acier} = 81000$  Mpa
- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  par °c
- Masse volumique  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>

**Tableau I.2:** valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  pour les profilés

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 100	
	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

**Tableau I.3:** les valeurs nominales de  $f_y$  pour le ferrailage

	Nuances	$F_y$ (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

**I.6.3 État limite de service "ELS"**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.



**CHAPITRE II**

**PRE DIMENSIONNEMENT DES**

**ELEMENTS PRINCIPAUX**

### II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul lors d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé selon les règles de calcul en vigueur [5] [6].

### II.2 Les planchers

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

#### ➤ **Méthode de calcul**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

#### ○ **Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

#### ○ **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

○ **Largueur de la dalle collaborant (Largueur Effective)**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes.



**Figure II.1:** Schéma des composants de plancher

**II.3 Estimation des charges des planchers**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.3.1 Plancher terrasse [1]**

➤ **Charges permanentes**

**Tableau II.1 :** Charge permanente du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
• Etanchéité multicouches	5	0,12
• Forme de pente	10	2,2
• Isolation thermique	4	0,16
• Dalle en béton armé	12	2.33
• Bac d'acier (Hi bond 55)	1	0,15
• Faux plafond	/	0,20
• Protection en gravillon	5	0,85
<b>TOTAL</b>		<b>6.01</b>

➤ **Charges d'exploitation [1]**

Terrasse inaccessible →  $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

### II.3.2 Plancher courant [1]

#### ➤ Charges permanentes

**Tableau II.2** : Charge permanente du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
• Carrelage	2	0,40
• Mortier de pose	2	0,40
• Cloisonnement	/	1
• Dalle en béton armé	12	2.33
• Lit de sable	3	0.54
• Bac d'acier (Hi bond 55)	1	0,15
• Faux plafond	2	0,20
<b>TOTAL</b>		<b>5.02</b>

#### ➤ Surcharges d'exploitation [1]

Le bâtiment étudié à usage d'habitation, donc la surcharge d'exploitation  $Q_{\text{courant}} = 1.5 \text{ kN/m}$

### II.4 Pré dimensionnement des Solives

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement en IPE ou IPN, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation.

Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

La solive la plus sollicitée à une portée égale à  $L = 5,1 \text{ m}$  avec un espacement de  $1.83 \text{ m}$ .

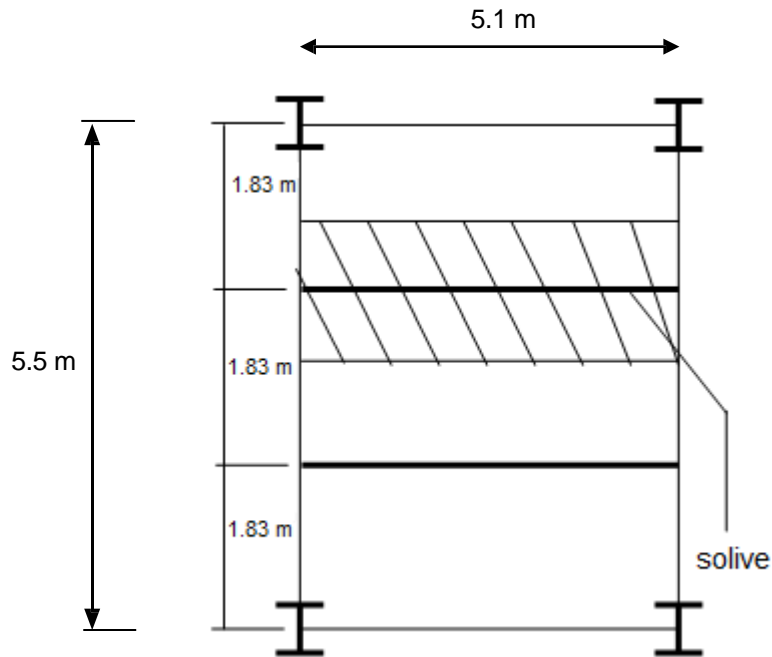


Figure. II.2 : Schéma des solives

#### II.4.1 Plancher terrasse

La solive la plus sollicitée a une portée de 5.1 m et un espacement de 1,83 m

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

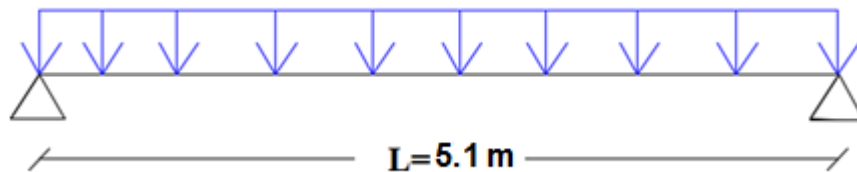


Figure II.3 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

Avec :

h : la hauteur de profilé

L : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étau placé à mi-travée

Donc : L = 5,1 m

$$\frac{5100}{25} = 102 \text{ mm} \leq h \leq \frac{5100}{15} = 170 \text{ mm}$$

On prend un IPE 160

**Tableau II.3 : Caractéristique du profile IPE160**

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm	A <sub>vz</sub> mm <sup>2</sup>
IPE 160	15.8	20.09	160	82	7.4	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84	966

**II.4.1.1 Phase de construction**

Le profilé d’acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids P du profile (IPE160) ..... G<sub>p</sub>=0,158 KN/ml
- Poids propre du béton frais ..... G<sub>b</sub> = 2.33 KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d’acier... G<sub>bac</sub> = 0,15 KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction (ouvrier)... Q<sub>c</sub> = 0,75 KN/m<sup>2</sup>

**a - Combinaisons des charges [2]**

L’entraxe entre les solives est de 1,83 m.

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times e) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (2,33 + 0,15) \times 1,83) + 1,5 \times 0,75 \times 1,83$$

$$q_u = 8.40 \text{ KN/ml.}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + G_{bac}) \times e + Q_c \times e$$

$$q_s = 0.158 + (2.33 + 0.15) \times 1.83 + 0.75 \times 1.83$$

$$q_s = 6.07 \text{ KN/ml.}$$

**b-Vérifications [2]**

**b.1. Moment fléchissant [2]**

Le moment fléchissant M<sub>sd</sub> dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Avec :

$M_{\max}$  : le moment appliqué.

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

- Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{8.40 \times 5.1^2}{8} = 27.31 \text{ KN.m}$$

- Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 34.07 \text{ KN.M}$$

$$M_{plrd} = 34.07 \text{ kN.m} > M_{sd} = 27.31 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$r = \frac{27.31}{34.07} = 0.80$$

« r » est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible , il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

### b.2. L'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{pl,Rd} : \text{effort tranchant de plastification de la section} \\ A_v : \text{aire de cisaillement.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 966 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 139.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{8.40 \times 5.1}{2} = 21.42 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = 139.43 \text{ kN} > V_{sd} = 21.42 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 69.72 \text{ KN} > V_{sd} = 20.42 \text{ KN}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**b.3. Vérification de la rigidité**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$L = \frac{5.1}{2} = 2.55 \text{ m}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.07 \times 2550^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 1.83 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{2550}{250} = 10.2 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1.83 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 10.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

**b.4. Vérification de déversement**

On doit vérifier que :

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{brd}} = \chi_{\text{Lt}} \frac{w_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{m1}} \times \beta_w$$

Avec :

$$\beta_w : 1 \text{ (Section de classe I)}$$

$$\gamma_{m1} : 1,1$$

$M_{\text{brd}}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\chi_{\text{LT}} = \frac{1}{\phi_{\text{LT}} + \sqrt{\phi_{\text{LT}}^2 - \bar{\lambda}_{\text{LT}}^2}} \leq 1$$

$$\lambda_{\text{LT}} = \frac{L/i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{c1}} \text{ avec } c1=1.132$$

$$\lambda_{\text{LT}} = \frac{5100/18.4}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{5100/18.4}{160/7.4}\right)^2\right]^{0.25} \sqrt{1.132}} = 91.67$$

$$\bar{\lambda}_{\text{LT}} = \frac{\lambda_{\text{LT}}}{93.9\varepsilon} \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$



$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{98.36}{93.9 \times 0.92} = 1.06 > 0.4 \rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

$\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection profilé laminé = 0,21

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,15 + \sqrt{(1,15)^2 - (1,06)^2})} = 0,62 \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,62 \times 1 \times 123,9 \times 275}{1,1} 10^{-3} = 44,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 39,18 \text{ KN/m} < M_{b,rd} = 44,24 \text{ KN.m}$$

Donc la condition de déversement est vérifié

$$r = \frac{39,18}{44,24} = 0,89$$

#### II.4.1.2 Phase finale

- Poids P du profile (IPE160) .....  $g_p = 0,158 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente .....  $G_t = 6.01 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

#### a. combinaison des charges

##### ➤ ELU

$$qu = 1,35 \times (gp + (Gt \times e)) + 1,5 \times Qc \times e$$

$$qu = 1,35 \times [ 0,158 + (6.01 \times 1,83) ] + 1,5 \times 1 \times 1,83$$

$$qu = 17.81 \text{ kN/ml}$$

##### ➤ ELS

$$qs = gp + (Gt + Q) \times e$$

$$qs = 0.158 + (6.01 + 1) \times 1,83$$

$$qs = 12.99 \text{ kN/ml}$$

#### b. La largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff=inf}} \begin{cases} 2 \times L_0/8 = 2 \times 5.1/8 = 1.275\text{m} \\ b = 1,83 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1.275\text{m}$$

**Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$  avec  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1275 \times 95 \times 10^{-3} = 1726.03 \text{ kN}$$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 2009 \times 10^{-3} = 524.85 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1726.03 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 524.85 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2 R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

**c. Vérifications**

**c.1. Vérification de la flexion**

Il faut que :  $M_{sd} < M_{plrd}$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{17.81 \times 5.1^2}{8} = 57.90 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte

$$M_{\text{plrd}} = 524.85 \left[ \frac{160}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{524.85 \times 95}{2 \times 1726.03} \right) \right] \times 10^{-3} = 113.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = 113.13 \text{ KN.m} > M_{sd} = 57.90 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{57.90}{113.13} = 0.51$$

**c.2. Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Donc :

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{275 \times 10^3 \times 966 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 153.37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{17.81 \times 5.1}{2} = 45.42 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = 153.37 \text{ kN} > V_{sd} = 45.42 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0.5v_{plrd} = 76.69 \text{ KN} > V_{SD} = 45.42 \text{ KN}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### c.3 Vérification de la rigidité

$$f_{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f$$

$$\text{Avec : } q_{\text{ser}} = 12.99 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.1 \text{ m.}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{Aa \times (hc + 2hp + ha)^2}{4 \times (1 + m \times v)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{2009}{1275 \times 95} = 0.017 ; m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{2009 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.017)} + \frac{1275 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4 = 6.81 \times 10^7$$

➤ **La valeur de la flèche maximale :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 12.99 \times 5100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 6.81 \times 10^7} = 8 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5100}{250} = 20.4 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \bar{f} = 20.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### II.4.2 Plancher Courant :

La solive plus sollicitée a une portée de 5,1 m et un espacement de 1,83 m

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors de bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée  
Donc :  $L = 5.1\text{m}$

$$\frac{\frac{5100}{2}}{25} = 102 \text{ mm} < h < \frac{\frac{5100}{2}}{15} = 170 \text{ mm}$$

On prend un IPE 160

### II.4.2.1 Phase de construction

Les résultats qui nous avons trouver sont les mêmes ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile IPE160)

### II.4.2.2 Phase finale

- Poids P du profile (IPE160) .....  $g_p = 0,158 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente .....  $G = 5.02 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

#### a. Combinaison des charges

##### ➤ ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (5,02 \times 1,83)) + 1,5 \times 1,5 \times 1,83$$

$$q_u = 16.73 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0.158 + (5.02 + 1,5) \times 1,7$$

$$q_s = 12.09 \text{ KN/m}$$

#### b. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 \text{ ..... } L: \text{ longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \text{ ..... Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 = 2 \times 5.1/8 = 1.275 \text{ m} \\ B = 1,83 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1.275 \text{ m}$$

#### Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1275 \times 95 \times 10^{-3} = 1726.03 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 2009 \times 10^{-3} = 524,85 \text{ kN}$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_0}{2} + hc + hp - \left( \frac{R_{\text{acier}} \times hc}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

### c. Vérifications

#### c.1 Vérification de la flexion

Il faut que :  $M_{\text{sd}} < M_{\text{plrd}}$

- Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{16.73 \times 5.1^2}{8} = 54.39 \text{ KN.m}$$

- Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{plrd}} = 524.85 \times \left[ \frac{160}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{524.85 \times 95}{2 \times 1726.03} \right) \right] \times 10^{-3} = 113.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = 113.13 \text{ KN.m} > M_{\text{sd}} = 54.39 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{58.84}{113.69} = 0.52$$

#### c.2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{\text{m0}}}$$

Donc :

$$V_{\text{plrd}} = \frac{275 \times 10^3 \times 966 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 153.37 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{16.73 \times 5.1}{2} = 42.66 \text{ KN}$$

$$V_{\text{plrd}} = 153.37 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 42.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 V_{\text{pl,rd}} = 76.69 \text{ KN} > V_{\text{sd}} = 42.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### c.3 Vérification de la rigidité :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f$$

Avec :

$$q_{ser} = 12.09 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.1 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2009}{1275 \times 95} = 0.017 \quad n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2009 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.015)} + \frac{1275 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4$$

$$I_c = 6.81 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ **La valeur de la flèche maximale**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 12.09 \times 5100^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6.81 \times 10^7} = 7.45 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5100}{250} = 20.4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 7.45 \text{ mm} \leq f_{adm} = 20.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### c.4. Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle béton.

### REMARQUE

Le profile IPE160 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse et courant un IPE160

II.4.2.3 Calcul des connecteurs [3]

Type goujons :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

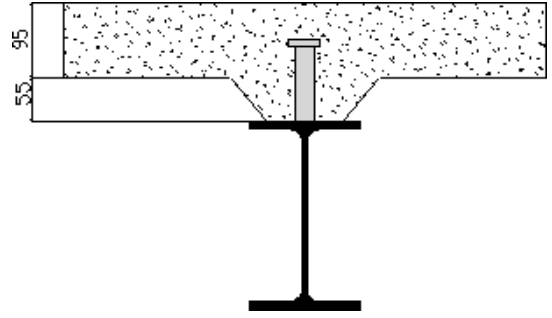


Figure II.4 : Largeur effective de la dalle.

a. Détermination de (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton  
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton  
 $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs  
 $\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 ; \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

dans notre cas :  $\alpha = 1$  car  $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b. Influence du sens du bac d'acier

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

$N_r$  : Nombre de goujon par nervure = 1

$H_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 95 \text{ mm}$  (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$  Largeur moyenne de la nervure

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \left( \frac{95}{55} - 1 \right) = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être Inférieure à 1 donc :

Prd (Resistance au cisaillement)  $K_t = 0,82 \longrightarrow Prd = 59,97 \text{ KN}$

### c. Effort tranchant repris par les goujons détermination de $R_L$

$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1624,5 ; 872,58) \longrightarrow R_L = 872,58 \text{ kN}$

### d. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{Prd} = \frac{872,58}{59,97}$$

On prend 15 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 30 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{5100}{12-1} \implies esp = 175,86 \text{ mm}$$

Donc on prend 30 connecteurs, avec un espacement de 150 mm

## II.5 Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

### II.5.1 Poutre principale du plancher terrasse : [2]

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

$$\frac{5500}{25} \leq h \leq \frac{5500}{15} \quad 220 \leq h \leq 366,66 \text{ on prend IPE 360}$$



Tableau II.4 : Caractéristique du profile IPE360

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm	A <sub>vz</sub> mm <sup>2</sup>
IPE 360	57.1	72.73	360	170	12.7	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79	3514

II.5.1.1-Phase construction

Le profilé d’acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 360... .. $g_p=0,571$  KN/ml
- Poids propre du béton frais ..... $G_b=2,33$  KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d’acier... .. $G_{bac}=0,15$  KN/m<sup>2</sup>
- Surcharge de construction.....  $Q_c=0,75$  KN/m<sup>2</sup>

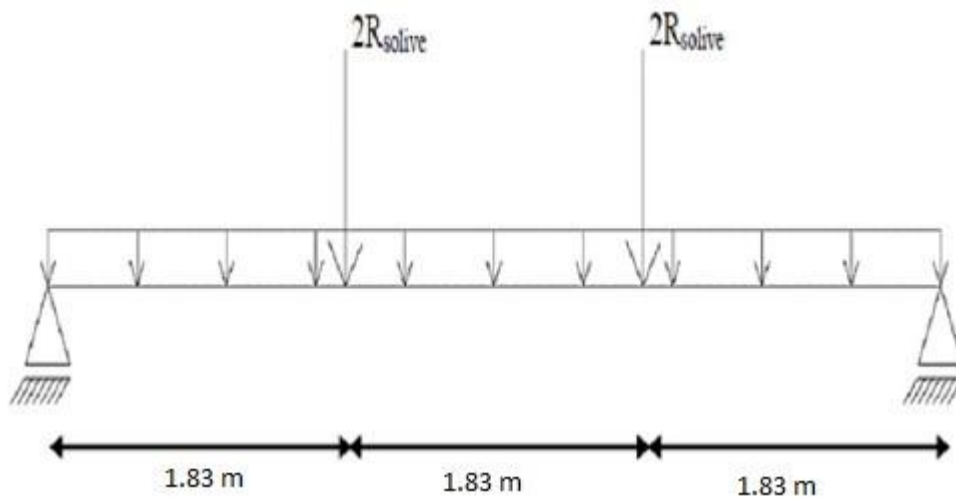


Figure.II.5 : Schéma statique de la poutre

**a. Calcul des réactions des solives**

**ELU :**

$$q_u = 8.40 \text{ KN/ml}$$

$$R_{solive} = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_u = \left( \frac{8.40 \times 5.1}{2} + \frac{8.40 \times 3.60}{2} \right) = 36.54 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$q_s = 6.07 \text{ KN/ml}$$

$$R_{solive} = \frac{q_s \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_s = \left( \frac{6.07 \times 5.1}{2} + \frac{6.07 \times 3.6}{2} \right) = 26.40 \text{ KN}$$

**b. Combinaisons des charges**

**ELU**

$$q_u = 1,35 \times (gp + (Gb + Gbac) \times bs) + 1,5 \times Qc \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times (0,571 + (2.33 + 0,15) \times 0,170) + 1,5 \times 0,75 \times 0,170 \quad q_u = 1.53 \text{ kN/ml}$$

**ELS**

$$q_s = gp + (Gb + g) \times bs + Qc \times bs$$

$$q_s = 0,571 + (2.33 + 0,15) \times 0,170 + 0,75 \times 0,170 \quad q_s = 1,12 \text{ kN/ml}$$

**c. Vérifications**

**c.1. Moment fléchissant**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.53 \times 5.5^2}{8} + \frac{36.54 \times 5.5}{2} = 106.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 280,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 280.33 \text{ kN.m} > M_{sd} = 106.27 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{106.27}{280.23} = 0,45$$

**c.2. Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3514 \times 10^{-6}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 507.20$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} + Ru$$

$$V_{sd} = \frac{1.53 \times 5.5}{2} + 36.54 = 40.75 \text{ KN}$$

$$V_{Plrd} = 507.20 \text{ kN} > V_{sd} = 40.75 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{Plrd} = 253,6 \text{ kN} > V_{sd} = 40.75 \text{ kN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### c.3. La rigidité

Il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,12 \times (5500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0,39 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 26.40 \times 10^3 \times (5500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 6.36 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0,39 + 6.36 = 6.75 \text{ mm} < f^{adm} = 22 \text{ mm}$$

Condition de la flèche est vérifié

### c.4. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré que la poutre ne risque pas de se déverser.

#### II.5.1.2. Phase finale

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 360... ..... $g_p=0,571 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=6.01 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_t= 1 \text{ kN}$

**a. Calcul des réactions des solives**

**ELU**

$$q_u = 17.81 \text{ KN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_u = \left( \frac{17.81 \times 5.1}{2} + \frac{17.81 \times 3.60}{2} \right) = 77.47 \text{ KN}$$

**ELS**

$$q_s = 12.99 \text{ KN/ml}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_s \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_s = \left( \frac{12.99 \times 5.1}{2} + \frac{12.99 \times 3.6}{2} \right) = 56.51 \text{ KN}$$

**b. Combinaison des charges**

• **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{terrasse}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(6.01 \times 0,170) + 0,571] + 1.5 \times 1 \times 0,170$$

$$q_u = 1.63 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{terrasse}}) \times b_s$$

$$q_s = 0,571 + (6.01 + 1) \times 0,170$$

$$q_s = 1.76 \text{ kN/ml}$$

**c. Largeur de la dalle**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.5 / 8 = 1,38 \text{ m} \\ b = 4.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc  $\longrightarrow$   $b_{\text{eff}} = 1,38 \text{ m}$

**Position de l'axe neutre plastique**

•  $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$  avec  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1380 \times 95 \times 10^{-3} = 1868.18 \text{ kN}$$

•  $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900,07 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} = 1868.18 \text{ kN} < R_{\text{Acier}} = 1900.07 \text{ kN}$  Axe neutre se trouve dans le profilé en acier

Donc on calcule la force  $F_w$  :

$$F_w = A_a \times \frac{F_y}{\gamma_a} \quad \text{avec} \quad A_a = e_a \times h_a = 8 \times 334.6 = 2676.8 \text{ mm}^2$$

$$F_w = 2676.8 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} = 736.12 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} < R_{\text{Acier}}$  et  $F_w < R_{\text{béton}}$  donc l'axe neutre dans la semelle supérieur du profilé

#### d. Vérifications

##### d.1. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

Il faut que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{1.63 \times 5.5^2}{8} + \frac{3 \times 77.47 \times 5.5}{5} = 261.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + R_{\text{béton}} \left[ \frac{hc}{2} + h_p \right]$$

$$M_{plrd} = 1900.07 \frac{360}{2} + 1868.18 \left[ \frac{95}{2} + 55 \right] \times 10^{-3} = 533.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = 533.50 \text{ kN.m} > M_{sd} = 261.81 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r = \frac{261.81}{533.50} = 0.49$$

##### d.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 3514}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 507.2 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{2.83 \times 5.5}{2} + 77.47 = 85.25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = 507.2 \text{ kN} > V_{sd} = 85.25 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 253,6 \text{ kN} > V_{sd} = 85.25 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

#### REMARQUE :

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

**d.3. Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que :  $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1.76 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 56.51 \text{ kN}$$

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

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{7273}{1380 \times 95} = 0.055 \quad n = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{7273 \times (95 + 2 \times 55 + 360)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,055)} + \frac{1380 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 4.87 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{5500}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1,76 \times (5500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4.87 \times 10^8} = 0,21 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 56.51 \times 10^3 \times (5500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4.87 \times 10^8} = 4.55 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 0.21 + 4.55 = 4.76 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.76 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 6.75 + 4.76 = 11.51 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**II.5.2 Poutre principale du plancher courant**

**II.5.2.1 Phase construction**

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile IPE360)

**II.5.2.2 Phase finale**

Le béton ayant durci la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé IPE 360.....  $g_p = 0,571 \text{ kN/m}$
- Charge permanente.....  $G_t = 5.02 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q_t = 1,5 \text{ kN}$

### a. Calcul des réactions des solives

**ELU :**

$$q_u = 16.73 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = 72.73 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$q_s = 12.09 \text{ KN/ml}$$

$$R_s = 52.59 \text{ KN/ml}$$

### b. Combinaison des charges

- **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_s) + g_p] + 1.5 \times Q_{\text{courant}} \times b_s$$

$$q_u = 1,35 [(5.02 \times 0,170) + 0,571] + 1.5 \times 1,5 \times 0,170$$

$$q_u = 1.53 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_{\text{courant}}) \times b_s$$

$$q_s = 0,571 + (5.02 + 1,5) \times 0,170$$

$$q_s = 1.68 \text{ KN/ml}$$

### c. Largeur de la dalle

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.5 / 8 = 1,38 \text{ m} \\ b = 4.35 \text{ m} \end{cases}$$

Donc  $\longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,38 \text{ m}$

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1380 \times 95 \times 10^{-3} = 1868.18 \text{ kN}$$

- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900,07 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1868.18 \text{ kN} < R_{\text{Acier}} = 1900,07 \text{ kN}$$

Axe neutre se trouve dans le profilé en acier.

Donc on calcule la force  $F_w$  :

$$F_w = A_a \times \frac{F_y}{\gamma_a} \quad \text{avec} \quad A_a = e_a \times h_a = 8 \times 334.6 = 2676.8 \text{ mm}^2$$

$$F_w = 2676.8 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} = 736.12 \text{ KN}$$

$R_{\text{béton}} < R_{\text{Acier}}$  et  $F_w < R_{\text{béton}}$  donc l'axe neutre dans la semelle supérieur du profilé

#### d. Vérifications

##### d.1. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{1.53 \times 5,5^2}{8} + \frac{72.73 \times 5.5}{2} = 205.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \frac{h_0}{2} + R_{\text{béton}} \left[ \frac{hc}{2} + hp \right]$$

$$M_{plrd} = 1900.07 \frac{360}{2} + 1868.18 \left[ \frac{95}{2} + 55 \right] \times 10^{-3} = 533.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = 533.50 \text{ KN.m} > M_{sd} = 205.79 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

##### d.2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 3514 \times 10^{-6}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 507.20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} + R_u$$

$$V_{sd} = \frac{1.53 \times 5,5}{2} + 72.73 = 76.94 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = 507.20 \text{ KN} > V_{sd} = 76.94 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{plrd} = 253.6 \text{ kN} > V_{sd} = 76.94 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

REMARQUE : Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.  
Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.



**d.3. Vérification de la rigidité**

Il faut vérifiée que :  $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,68 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 52.59 \text{ kN}$$

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

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{7273}{1380 \times 95} = 0,055 \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$Ic = \frac{7273 \times (95 + 2 \times 55 + 360)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,055)} + \frac{1380 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 4,87 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times Ic} = \frac{5 \times 1,68 \times (5500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4,87 \times 10^8} = 0,20 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times Ic} = \frac{19 \times 52.59 \times 10^3 \times (5500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4,87 \times 10^8} = 4.23 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 22 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^1 + f^2 = 0,20 + 4.23 = 4.43 \text{ mm vérifiée}$$

$$f_{max} = 4.43 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{tot} = 6.75 + 4.43 = 11.18 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**d.4. Vérification de déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par la dalle de béton

Le profilé IPE360 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE360 pour les poutres de plancher terrasse et courant

**e. Calcul des connecteurs**

$$\text{Type goujons} \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**e.1. Détermination de (Resistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{ll} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{(F_{ck} \times E_c)}}{\gamma_v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure} \\ & \text{le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} & \text{la force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 ; \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\text{dans notre cas : } \alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{(25 \times 30,5 \times 10^3)}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**f. Influence du sens du bac d'acier**

$K_t$  : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

$N_r$  : Nombre de goujon par nervure =1

$h_p = 55 \text{ mm}$  ;  $h_c = 95 \text{ mm}$  (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5 \text{ mm}$  Largeur moyenne de la nervure

$$k_t = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0,7$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 [6]  $k_t$  doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement) } K_t = 0,70 \longrightarrow P_{rd} = 73,13 \text{ KN}$$

Effort tranchant repris par les goujons détermination de  $R_L$

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1868,18; 1900,07) \longrightarrow R_L = 1868,18 \text{ kN}$$

### k. Nombre de connecteurs : par la demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{\text{Prd}} = \frac{1868,18}{73,13} = 25,54$$

On prend 25 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 50 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$\text{esp} = \frac{L}{\text{Nbr}-1} = \frac{5500}{50-1} \longrightarrow \text{esp} = 112,24 \text{ mm}$$

Donc on prend 50 connecteurs, avec un espacement de 112 mm

## II.6 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmette aux fondations.

### ➤ Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure, dans notre cas c'est le poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un basé sur la descente de charge

### ➤ Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau après la descente des charges.

La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

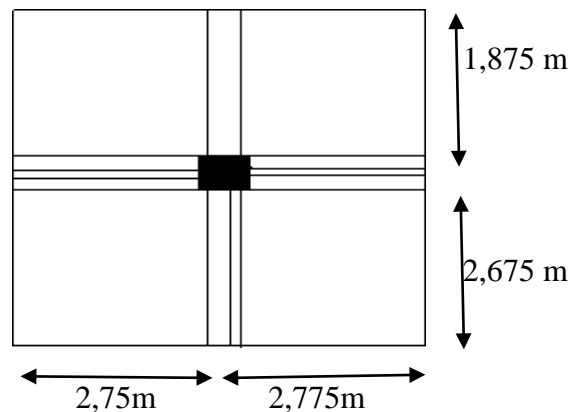


Figure.II.6 : Le poteau le plus sollicité (poteau C5)

### II.6.1 Les surfaces qui reviennent aux poteaux

- Calcul de la surface

$S_1$  pour (RDC.... 8<sup>ème</sup> étage) = 25,14 m<sup>2</sup>

#### ▪ La descente des charges

➤  $S_1=25,14$  m<sup>2</sup>

#### ▪ Les charges permanentes

- Poids des poutres porteuses (IPE 360) .....(0,571×5,5)= 3,14 KN
- Poids des poutres non porteuses (IPE 240) ..... (0,307×5.1)= 1,57 KN
- Poids des solives (IPE 160).....(0,158×5.1)×2=0.81 KN
- Poids du plancher terrasse .....6.01×25,14 = 151.09 KN
- Poids du plancher courant .....5.02×25,14= 126.33 KN

#### ▪ Les charges d'exploitation

- Plancher terrasse..... 1×25,14= 25,14 kN
- Plancher courant.....1,5 ×25,14= 37,71 kN

▪ **Charge permanente**

**Tableau.II.5** : La charge permanente sur le poteau central.

Niveaux	Surface (m <sup>2</sup> )	Charge Permanente(kN)
8 <sup>eme</sup> étage	25.14	156.61
7 <sup>eme</sup> étage	25.14	282.94
6 <sup>eme</sup> étage	25.14	409.27
5 <sup>eme</sup> étage	25.14	535.6
4 <sup>eme</sup> étage	25.14	661.93
3 <sup>eme</sup> étage	25.14	788.26
2 <sup>eme</sup> étage	25.14	914.59
1 <sup>er</sup> étage	25.14	1040.92
RDC	25.14	1167.25

▪ **Charge d'exploitation** : d'après la loi de dégression [1]

**Tableau.II.6** : La charge d'exploitation sur le poteau central

Niveaux	Surface(m <sup>2</sup> )	Surcharges	La charge de chaque étage	Surcharges (KN)
8 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_0 = Q_0$	25.14	25.14
7 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_1 = Q_0+Q_1$	37,71	62,85
6 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_2 = Q_0+Q_1+0,9Q_2$	37,71	96,79
5 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_3 = Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3$	37,71	126,96
4 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_4 = Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4$	37,71	152,46
3 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_5 = Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5$	37,71	175,09
2 <sup>eme</sup> étage	25.14	$\sum_6 = Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6$	37,71	193,95
1 <sup>er</sup> étage	25.14	$\sum_7 = Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6+0,4Q_7$	37,71	209,03
RDC	25.14	$\sum_8 = Q_0+Q_1+0,9Q_2+0,8Q_3+0,7Q_4+0,6Q_5+0,5Q_6+0,4Q_7+0,3Q_8$	37,71	220,34

**II.6.2 Pré dimensionnement**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad [2]$$

**Poteau du 8<sup>ème</sup> étage :**

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 156.61 + 1,5 \times 25.14 = 249.13 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{249.13 \times 1.1}{275} \times 10^3 \implies A = 9.97 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 100 avec :  $A = 21.24 \text{ cm}^2$

- **Poteau central**

**Tableau.II.7 :** Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm2)	Profilé	A (cm2)
8 <sup>ème</sup> étage	249.13	9.97	HEA 100	21.24
7 <sup>ème</sup> étage	476.24	19.05	HEA 100	21.24
6 <sup>ème</sup> étage	697.70	27.91	HEA 140	31.42
5 <sup>ème</sup> étage	913.50	36.54	HEA 160	38.77
4 <sup>ème</sup> étage	1122.30	44.89	HEA 180	45.25
3 <sup>ème</sup> étage	1326.79	53.07	HEA 200	53.83
2 <sup>ème</sup> étage	1525.62	61.03	HEA 220	64.34
1 <sup>ème</sup> étage	1718.79	68.75	HEA 240	76.84
RDC	1906.30	76.25	HEA 240	76.84

• **Poteau du RDC [1]**

$$N_{sd} = 1.35 G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 1594.42 + 1.5 \times 220.34$$

$$N_{sd} = 1906.30 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1906.30 \times 1.1}{275} \times 10^3 = 76.25 \text{ cm}^2$$

On prend HEA 240  $\implies$   $A = 76.25 \text{ cm}^2$

**II.5.1 Vérification du flambement de poteau du 8<sup>ème</sup> étage [2]**

• **Poteau central HEA 100 :**

**Tableau II.8 :** Caractéristique du profile HEA100

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm	Av <sub>z</sub> mm <sup>2</sup>
HEA100	16.7	21.24	96	100	8	349.2	133.8	83.01	41.14	4.06	2.51	756

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$  Pour les sections classe 1 et 2 et 3

$\gamma_{M1} = 1,1$

$\chi$  : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275 \text{ MPa}$

$L_{fy} = 0.7l_0 = 2.14 \text{ m}$

$L_{fz} = l_0 = 3.06 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2140}{40.6} = 52.71$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3060}{25.1} = 121.91$$

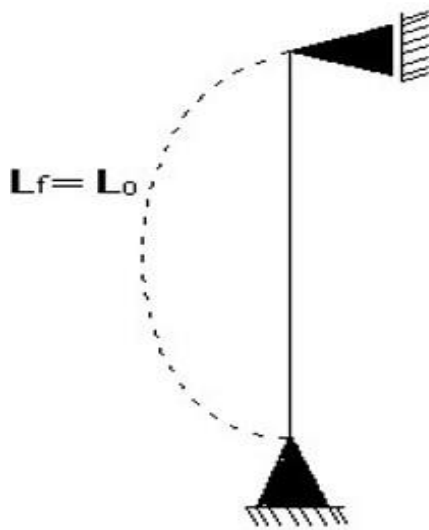


Figure.II.7 : schéma statique du Poteau pour les étages

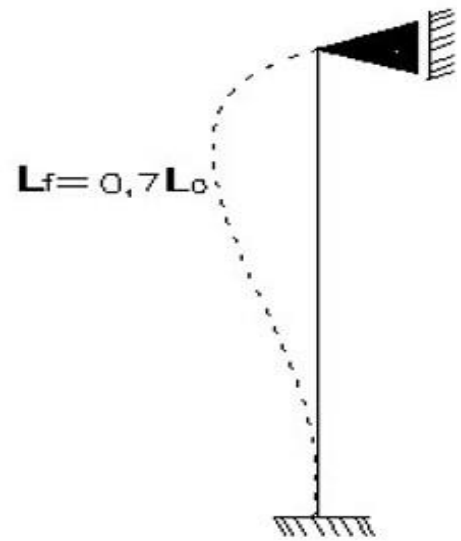


Figure.II.8 : schéma statique du Poteau pour Rdc

$$\lambda = \max(\lambda_z, \lambda_y) = (121.91; 52.71) = 121.91$$

L'axe de flambement y- y

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.91 \text{ €}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{121.91}{93.91 \times 0.92} \times \sqrt{1} = 1.41 > 0.2$$

Il ya un risque de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 < 1.2$$

$$T_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Courbe de flambement b  $\Rightarrow a = 0.49$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.49(1.41 - 0.2) + 1.41^2] = 1.79$$



$$X = \frac{1}{(\theta + \sqrt{(\theta^2 - \bar{\lambda}^2)})} = \frac{1}{1.79 + \sqrt{(1.79^2 - 1.41^2)}} = 0.35$$

$$N_{brd} = 0.35 \frac{1 \times 2124 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 185.85$$

$$N_{sd} = 249.13 \text{ kN} > N_{brd} = 185.85 \text{ kN} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un HEA 120

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{2140}{48.9} = 43.76$$

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{3060}{30.2} = 101.32$$

$$\lambda = \max(\lambda_z, \lambda_y) = (101.32; 43.76) = 101.32$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{101.32}{93.91 \times 0.92} \times \sqrt{1} = 1.17 > 0.2$$

### Il ya un risque de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0.95 < 1.2$$

$$T_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

$$\text{Courbe de flambement b} \Rightarrow a = 0.49$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 [1 + 0.49(1.17 - 0.2) + 1.17^2] = 1.42$$

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \chi = \frac{1}{1.42 + \sqrt{1.42^2 - 1.17^2}} = 0.45$$

$$N_{brd} = 0.45 \frac{1 \times 2534 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 285.08$$

$$N_{sd} = 249.13 \text{ kN} < N_{brd} = 285.08 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**REMARQUE**

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.II.9** : Les vérifications du flambement pour poteau central.

Niveau étage	Profilé	$\chi$	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>brd</sub> (KN)	Condition
8 <sup>ème</sup>	HEA120	0,45	249.13	285.08	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	HEA160	0,61	476.24	587.42	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	HEA180	0,67	697.70	760.73	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	HEA200	0,72	913.50	947.96	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	HEA220	0,76	1122.30	1222.04	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	HEA240	0,79	1326.79	1519.74	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	HEA260	0,82	1525.62	1774.49	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	HEA260	0,82	1718.79	1774.49	Vérifiée
RDC	HEA280	0.84	1906.30	2041.60	Vérifiée

### II.7 Conclusions

A l'issus de ce chapitre, tous les éléments sont dimensionnés selon les différentes recommandations.

- ✓ **Les poutres :** Le tableau suivant montre le choix final des poutres et des solives.

**Tableau II.10 :** Choix final des poutres et des solives.

Poutre principale (porteuse)	IPE360
Poutre secondaire (non porteuse)	IPE240
Solive	IPE160

- ✓ **Les poteaux :** Le choix final des profils est représenté dans le tableau ci-dessous

**Tableau.II.11 :** Choix final de profilé

Niveau étage	Profilé
8 <sup>ème</sup>	HEA 120
7 <sup>ème</sup>	HEA 160
6 <sup>ème</sup>	HEA 180
5 <sup>ème</sup>	HEA 200
4 <sup>ème</sup>	HEA 220
3 <sup>ème</sup>	HEA 240
2 <sup>ème</sup>	HEA 260
1 <sup>er</sup>	HEA 260
RDC	HEA 280

- ✓ Nous remarquons que les sections des profils sont petites car les travées sont petites. Ces résultats est acceptable car notre construction a la base est une construction en béton armé, nous l'avons adapté à une construction en charpente métallique

**CHAPITRE III**

**LES ELEMENTS SECONDAIRES**

## III.1. ACROTÈRE

### III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1kN/ml$ .

Le calcul se fait pour une bande de  $1m$  de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100cm$
- Hauteur  $H=60cm$
- Epaisseur  $e=10cm$

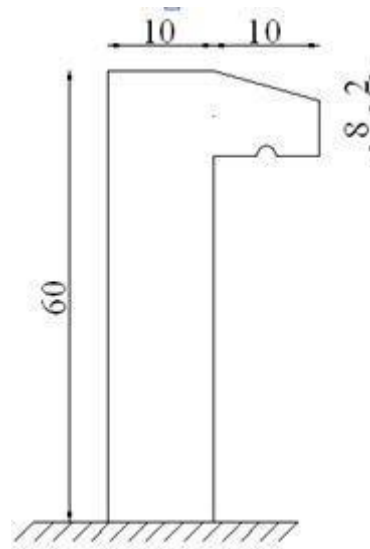


Figure. III.1 : Dimension de L'acrotère

III.1.2. Evaluation des Charges [1]

a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.08) + \left( \frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right] = 0.069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0.02 \times (60 + 10) \times 2.10^{-2} = 0.392 \text{ kN / ml}$$

$$G=2,117 \text{ kN/ml}$$

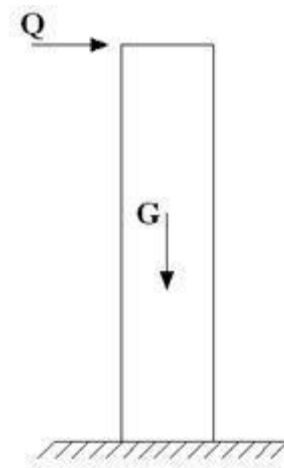


Figure. III.2 : Sollicitations de L'acrotère

b. Charge d'exploitation

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

- L'action des forces horizontales : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p=4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ] .....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale ..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 2,117kN.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,694kN$ .

$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694kN \\ 1,5 Q = 1,5 kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,694 kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,117kN/ml \text{ et } Q = 1,694kN/ml$$

### III.1.3. Calcul des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U:**

$$N_u = 1,35G = 2,858kN$$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,525kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,541kN$$

**E.L.S:**

$$N_{ser} = G = 2,117kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,016kN.m$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,694kN$$

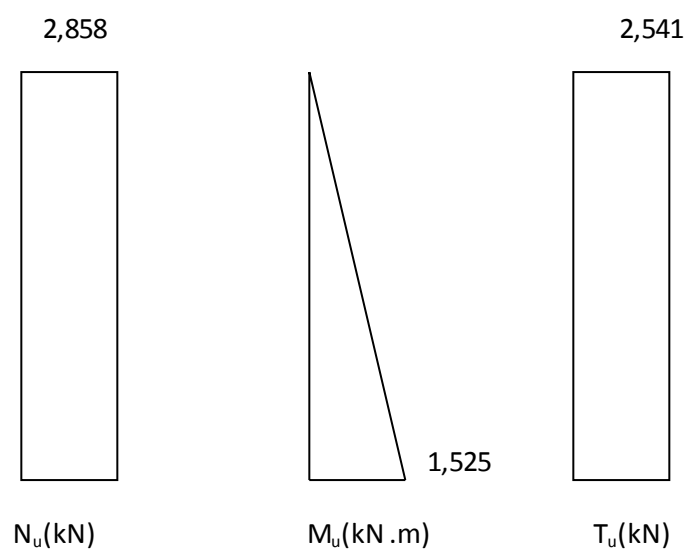
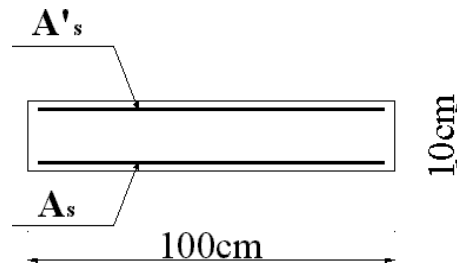


Figure III.3: diagrammes des effort à l'ELU

## III.1.4. Ferrailage de L'acrotère

$h=10\text{cm}$ ;  $b=100\text{cm}$ ;  $d=0.9h=9\text{cm}$ ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$ ;  $c=c'=2\text{cm}$ ;  $f_e=400\text{MPa}$

**Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.525}{2.858} = 53.36 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée .}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**Calcul du moment fictif «M<sub>f</sub>»**

$$M_f = M_u + N_u \left[ \frac{h}{2} - c' \right] = 1.611 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,018$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



$$A_{sf} = f(Mf)$$

$$A_{sf} = \frac{Mf}{Z \sigma_s} = 51.84 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A_s' = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 43.63 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### III.1.5. Vérification de la Section d'Acier

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millièbre et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left[ \frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour  $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

### III.1.6. Armatures de Répartitions

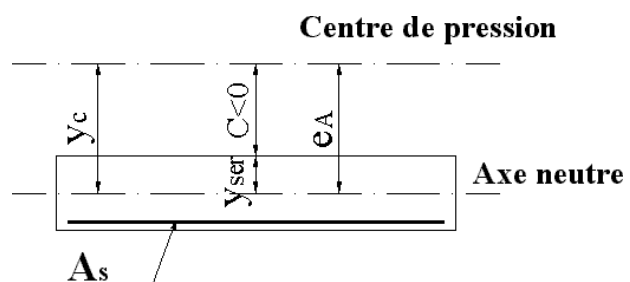
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352 \text{ cm}^2$$

On choisit  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_r = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$

### III.1.7. Vérification à L'ELS [2]

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée...}$$

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left[ d - \frac{h}{2} \right] = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après 'le BAEL 91 modifié 99', on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n (c - c') \frac{As}{b} + 6n (d - c) \frac{As}{b} = -5538.11 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n (c - c') \frac{As}{b} + 6n (d - c) \frac{As}{b} = 153012.90 \end{array} \right. -$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -1,75 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.83$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 49,8 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 49,8 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 49,8 - 43 = 6,8 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 6,8 \text{ cm} \\ y_c = 49,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 10583,44 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

**Vérification des contraintes [7]**

**a. Contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2.117 \times 10^3 \times 48.91 \times 10}{10583,44 \times 10^4} \right) \times 6.8 \times 10 = 0.68 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifié}$$

**b. Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0.5 f_e, \sqrt{n} f_{tj}) \right] = 201,6 \text{ MPa} \quad [4]$$

$$\sigma_s = 3,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.1.8. Vérification de l'Effort Tranchant [7]**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

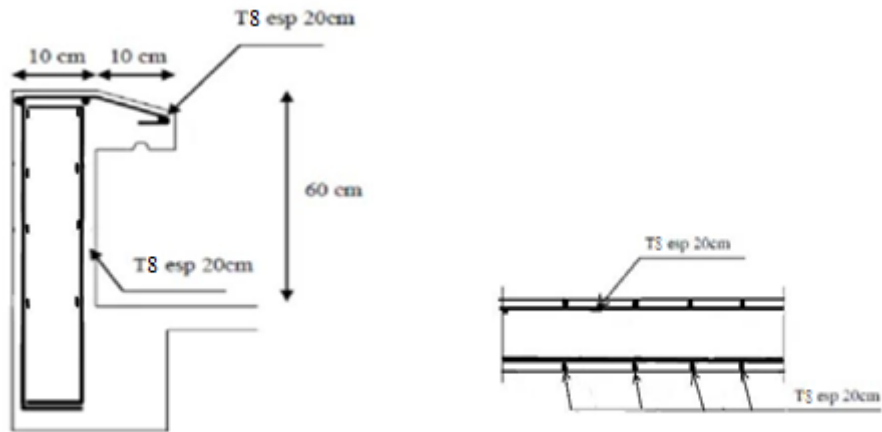


Figure. III.4 : Ferrailage de l'acrotère

## III.2 Etude des escaliers

### III.2.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

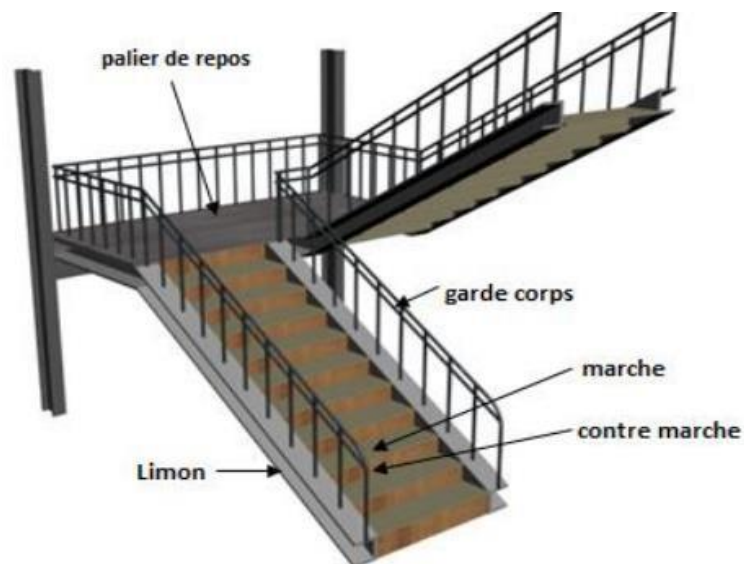


Figure.III.5 : vue d'un escalier

-Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encadrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

**III.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier**

**Caractéristiques géométriques**

Hauteur de l'étage :  $h = 3,06\text{m}$

Hauteur du contre marche donné par :  $16\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$ .

Largeur de la marche (giron) donné par :  $26\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$ .

$n$  : Nombre de contre marche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 1,53\text{ m}$ .

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60\text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{ cm}$$

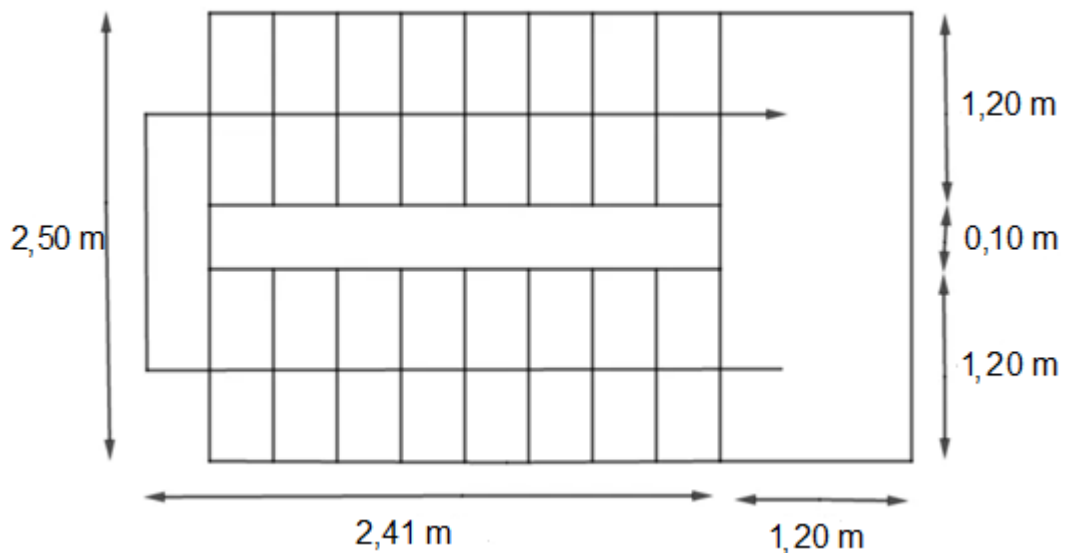
avec :  $h = \frac{H}{n}$

On prend :  $h = 17\text{ cm} \longrightarrow n = \frac{153}{17} = 9$  (contre marches)

$n - 1 = 8$  (marches)

$60\text{ cm} \leq g + 2 \times 17 \leq 64\text{ cm} \longrightarrow 28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$  ; On prend  $g = 30\text{ cm}$

$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,4} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,50^\circ$



**Figure.III.6 : Vue en plan de l'escalier**

### III.3 Dimensionnement des supports de marches

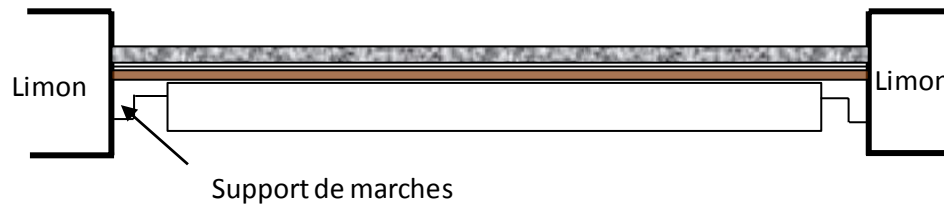


Figure III.7: Disposition des cornières

- Longueur de la marche : 1,2m
- Largeur de la marche : 0,3m

#### Evaluation des charges et surcharges [1]

Tableau III.1: Charges permanentes de l'escalier

Matériaux	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La tôle d'épaisseur 8 mm</li> <li>• Mortier de pose</li> <li>• Revêtements carrelage</li> </ul>	0,720
	0,360
	0,400
Charges totales : $G = (0,72 + 0,36 + 0,40) \times 0,3$	0,444 KN/m

❖ Charges d'exploitation  $Q = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ kN/m}$ .

#### 1- Pré dimensionnement des supports de marches : (condition de rigidité)

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc

$$\text{la flèche est : } f = \frac{5ql^4}{384EI}, \text{ et : } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 0,444 + 0,75 = 1,194 \text{ kN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sd} \times l^3 \times 300}{384 \times E}; I_y \geq \frac{5 \times 1,194 \times 1200^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} \geq 3,837 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière L40 x 40 x 4 avec :  $I_y = 4,47 \text{ cm}^4$

#### Vérification à l'ELU [2]

$$Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,444 + 0,0246) + 1,5 \times 0,75 = 1,75761 \text{ kN/m}$$

a- Classe de la section la cornière est de classe 1.

**b- Vérification de l'effort tranchant  $V_{sd} \leq V_{plrd}$  [2]**

$$V_{ysd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{1,75761 \times 1,2}{2} = 1,055 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A \times fy}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{3,1 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 44,74 \text{ KN}$$

$$V_{ysd} < V_{ypIRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$V_{ysd} = 1,055 \text{ kN} < 0,5 V_{ypIRd} = 0,5 \times 44,74 = 22,37 \text{ kN}$$

Alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

**c- Vérification du moment fléchissant  $M_{y,sd} \leq M_{el,yrd}$  [2]**

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{1,75761 \times 1,2^2}{8} = 0,316369 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{1,55 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{elyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**2.1- Vérification à l'ELS  $f_{max} \leq f_{adm}$  [2]**

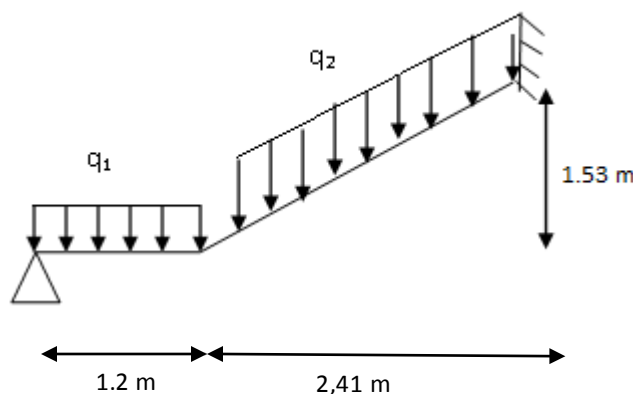
$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1,194 \times 10^{-2} \times 1200^4}{2,1 \times 10^5 \times 4,47 \times 10^4} = 3,43 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

La cornière L40×40×4 est adopté comme support des marches.

**III.3.1 Dimensionnement des limons**



**Figure III.8 :** Charges appliquées sur un limon

## 1- Evaluation de charges [1]

## ▪ Volée

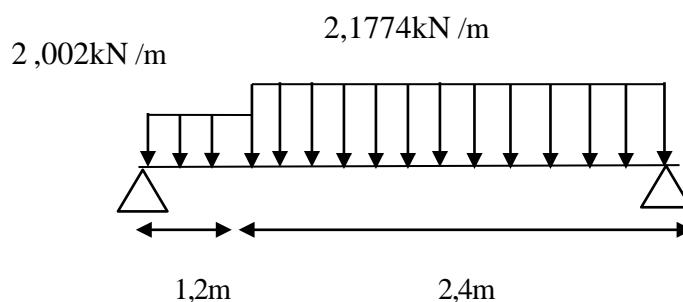
Tableau III.2: Charges permanentes du Volée

Matériaux	Charges permanentes (kN/m)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cornière L40.40.6 (3,03x 1,4/0,3)</li> <li>• Tôle d'épaisseur (e =8mm)</li> <li>• Mortier de pose</li> <li>• Revêtements carrelages</li> <li>• Garde-corps (cloison)</li> </ul>	0,1414 0.720 0,360 0,400 1,000
Charge sur un limon: $G_v = (0.72+0.36+0.40) \times 1,4/2 + 0.1414 + 1$	2,1774

## ▪ Palier

Tableau III.3: Charges permanentes du Palier

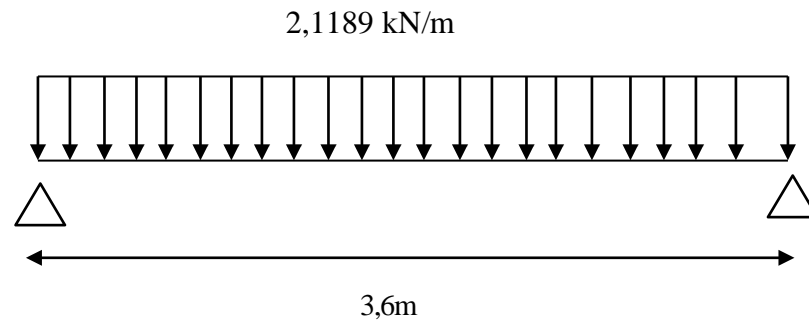
Matériaux	Charges permanentes (kN/m)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dalle en béton (e=8cm)</li> <li>• TN40</li> <li>• Mortier de pose</li> <li>• Revêtements carrelage</li> </ul>	2,00 0,10 0,36 0,40
Charge totale : $G_p = (200+10+36+40) \times 1,4/2$	2,002



On peut exprimer  $G_p$  et  $G_v$  par une charge équivalente calculée par la formule suivante

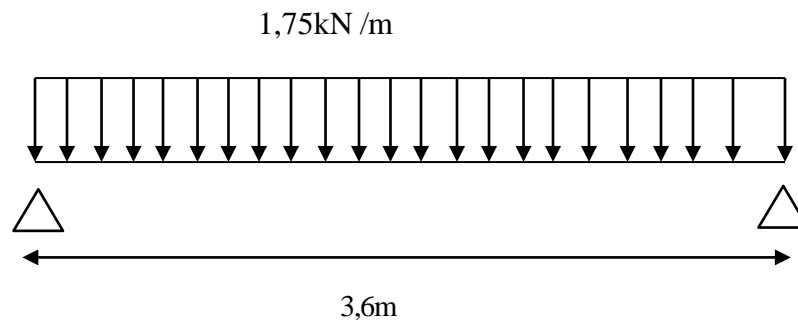
$$G_{eq} = \frac{200,2 \times 1,2 + 217,74 \times 2,4}{3,6} = 2,1189 \text{ kN/m}$$





### a) Charges d'exploitations

$$Q = 250 \times 1,4/2 = 1,75 \text{ kN/m}$$



On considère le limon comme une poutre simplement appuyée posée chargée par un chargement uniforme.

$$f = f_G + f_Q = \frac{5 \times G_{eq} \times l^4}{384 \times EI} + \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times (G_{eq} + Q) \times l^3 \times 300}{384 \times E} ; I_y \geq \frac{5 \times 434,751 \times 10^{-2} \times 460^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 787,145 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN160 avec  $I_y = 925 \text{ cm}^4$

## 2- Vérification à l'ELU [2]

### a- Classe de la section

#### ❖ âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{118}{7,5} = 15,73 < 72 \quad \xi = 66,52 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

#### ❖ Semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w}{t_f} = \frac{57,5}{10,5} = 5,47 < 10 \xi = 9,24 \implies \text{la semelle est de classe - 1-}$$

UPN180 est de classe 1.

**d- Vérification de l'effort tranchant  $V_{sd} \leq V_{plrd}$  [2]**

$$V_{sd} = \frac{(1,35 G_{eq} + 1,5 Q) \times l}{2} = \frac{613,16 \times 4,6}{2} \times 10^{-2} = 14,10 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 1260}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 181,86 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$  ..... vérifiée

$$V_{sd} = 14,10 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 0,5 \times 181,86 = 90,93 \text{ kN}$$

Alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

**b- Vérification du moment fléchissant [2]**

$$M_{y,sd} = \frac{(1,35 G_{eq} + 1,5 Q) \times l^2}{8} = \frac{613,16 \times 4,6^2}{8} = 16,21808 \text{ kN.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 2750 \times 10^{-2}}{1,1} = 34,50 \text{ kN.m}$$

$M_{y,sd} < M_{plyRd}$  ..... ok

⇒ L'élément est vérifié.

**III.3.2 Dimensionnement de la poutre palière**

**1) Evaluation des charges [1]**

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

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

$$\text{ELU : } R = (1,35 G_{eq} + 1,5 Q) \times \frac{l}{2}$$

$$R = (1,35 \times 259,715 + 1,5 \times 175) \times \frac{4,6}{2} = 14,10165 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } R = (G_{eq} + Q) \times \frac{l}{2}$$

$$R = (259,715 + 175) \times \frac{4,6}{2} = 9,99844 \text{ kN}$$

**2) Pré dimensionnement de la poutre palière (Condition de rigidité  $f_{max} \leq f_{adm}$ )**

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{eq} \times l^3 \times 300}{384 \times E} \geq \frac{5 \times 999,844 \times 220^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 1653,015 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE200 ; avec  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

3) Vérification à l'ELU [2]

a- Classe de la section

❖ âme fléchie

$$\frac{d}{tw} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72\varepsilon = 66.55 \implies \text{l'âme est de classe 1}$$

❖ semelle comprimée

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{b}{2}}{\frac{t_f}{8.5}} = \frac{100}{8.5} = 5.88 < 10\varepsilon = 9.24 \implies \text{la semelle est de classe 1}$$

IPE180 est de classe 1

b- Vérification de l'effort tranchant  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1410.65 \times 2.20}{\sqrt{3} \times 1.1} = 31.02363 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} = \frac{14 \times 2750}{\sqrt{3} \times 1.1} = 202.07259 \text{ KN}$$

$$\implies V_{sd} \leq V_{plrd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$V_{sd} = 31.02363 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 0.5 \times 202.07259 = 101.03629 \text{ KN}$$

alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant  $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1410.65 \times 2.20^2}{8} = 8.53149 \text{ KNm}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 55.15 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

III.3 Conclusion

Ce chapitre a permis de vérifier les éléments secondaires, les profils suivants sont satisfaisants pour notre structure :

- ❖ La cornière L40×40×6 est adoptée comme support des marches.
- ❖ Pour les volées et les paliers nous avons des UPN160.
- ❖ Pour les poutres palières nous avons des IPE 200.

**CHAPITRE IV**  
**ETUDE DYNAMIQUE**  
**ET SYSMIQUE**

## IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieure de la croute terrestre, l'énergie cumulée est libérée se forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées Ondes sismique, celles-ci engendrent d'importantes secousses. L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude est de remédier à ce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

## IV.2. Choix de la méthode de calcul [4]

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### La méthode statique équivalente

#### a- Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

#### b- Modélisation

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

### **La méthode modale spectrale**

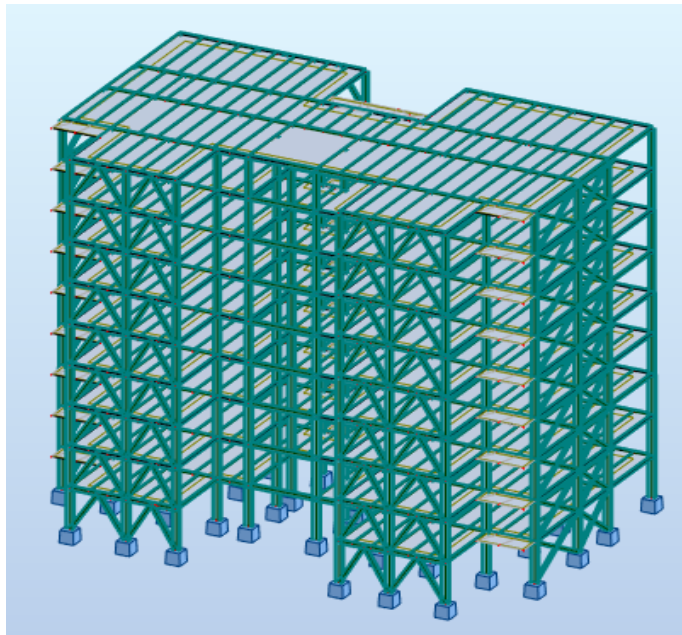
La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **Spectres de réponse de calcul**

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.



**Figure IV.1 :** Vue d'ensemble de la structure

### IV.3. Calcul de la force sismique totale [4]

La force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**A :** coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III et bâtiment habitation} \\ \underline{A=0.25} ; \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le tableau [4]

**Tableau IV.1** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70

D'après la catégorie du site s3 donc :  $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

Où :  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages, donné par tableau

Portique en acier avec remplissage léger donc :  $\xi = 5\%$  Donc  $\eta = 1$

$T$  : période fondamentale de la structure

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 30,7 \text{ m}$$

$$D_y = 19,7 \text{ m}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 27.54 \text{ m}$$



$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie.  $C_T = 0,05$

A partir de tous ces données :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{27,54}{\sqrt{30,7}} = 0,45 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{27,54}{\sqrt{19,7}} = 0,56 \text{ s} \end{array} \right. \\ T = C_T \times h N^{3/4} = 0,05 \times 27,54^{3/4} = 0,60 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

- Sens (x-x) :  $T_x = \min (0,45; 0,60) \Rightarrow T_x = 0,45 \text{ s}$ .
- Sens (y-y) :  $T_y = \min (0,56 ; 0,60) \Rightarrow T_y = 0,56 \text{ s}$ .
- $1,3 \times T_x = 0,59 \text{ s}$
- $1,3 \times T_y = 0,73 \text{ s}$

Calcul la valeur de D

- $T_2 = 0,5 \leq 0,59$  donc  $D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,59}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,24$
- $T_2 = 0,5 \leq 0,73$  donc  $D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,73}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,94$

R : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de con-trevêtement. [4]

$$R = 3$$

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

**Tableau IV.2 :** facteur de qualité [4]

Les Critères	observée (o/n)	$P_q // xx$	observée (o/n)	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = 1,15$$

$$Q_y = 1,15$$

Résumé des valeurs :

**Tableau IV.3 :** Les paramètres sismique

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0,25	0,25
Q	1,15	1,15
R	3	3
D	2,24	1,94

les donnée sont les suivantes :

- La zone III .
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de la qualité de la structure  $Q_x = 1,15$ .
- Facteur de la qualité de la structure  $Q_y = 1,15$ .
- Coefficient de comportement global de la structure  $R= 3$ .
- Site meuble : S3.
- Le pourcentage (%) d'amortissement critique  $\xi = 5\%$  .

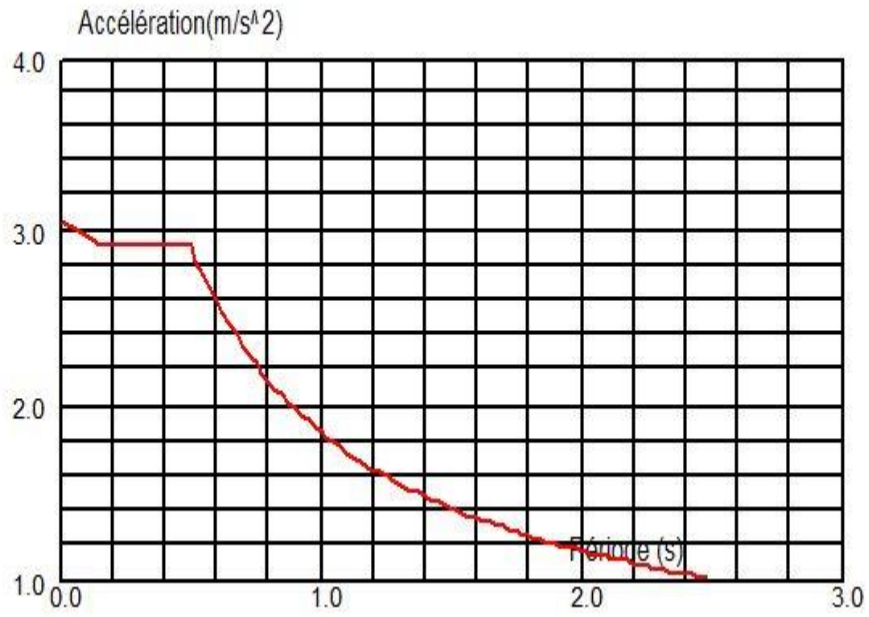


Figure. IV.2 : Diagramme de spectre de réponse selon x

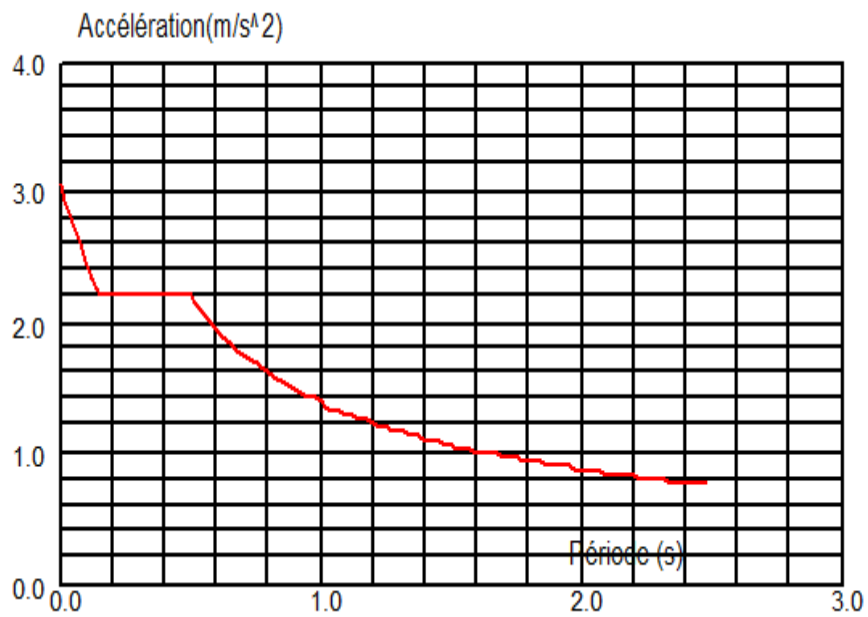


Figure. IV.3 : diagramme de spectre de réponse selon y

## IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

### IV.4.1. Vérification de la structure [4]

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

#### IV.4.1.1. Modèle initial

##### a- Les résultats du model initial

- les dimensions des éléments utilisé :
  - Poutre principale : IPE 360
  - Poutre secondaire : IPE 240
  - Solive : IPE 160
  - Poteaux : HEA280 (RDC) ; HEA260 (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage) ;  
HEA240 (3<sup>ème</sup> étage) ; HEA 220 (4<sup>ème</sup> étage) ;HEA 200 (5<sup>ème</sup> étage)  
HEA180 (6<sup>ème</sup> étage) ; HEA160 (7<sup>ème</sup> étage ) ; HEA 120 ( 8<sup>ème</sup> étage)

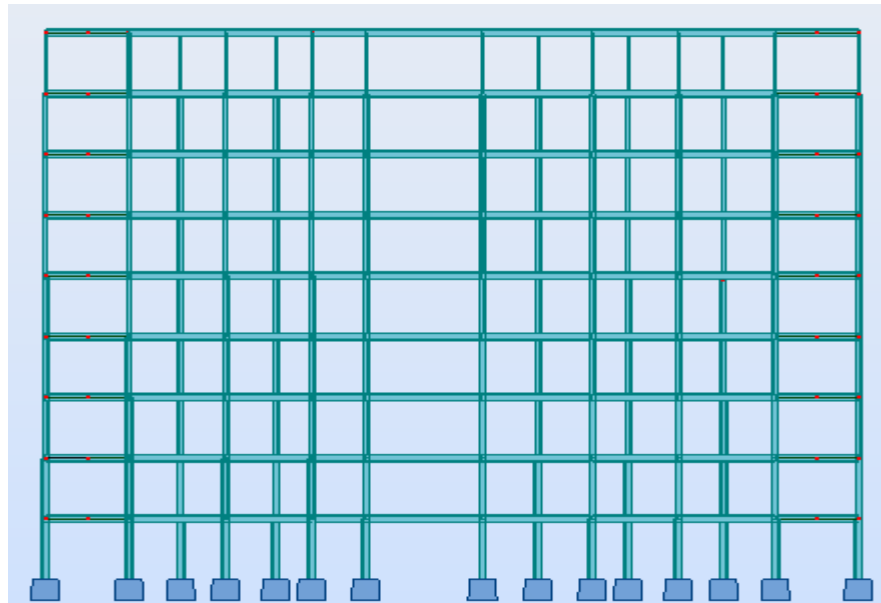


Figure VI.4 : modèle initiale sans contreventement

Tableau IV.4 : Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle initiale.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,60	0,04	66,78	0,04	66,78	2575151,91	2575151,93
3/ 2	2,35	7,51	67,12	7,47	0,34	2575151,91	2575151,93
3/ 3	2,27	73,10	67,12	65,59	0,00	2575151,91	2575151,93
3/ 4	1,17	73,10	83,07	0,00	15,94	2575151,91	2575151,93
3/ 5	1,01	73,31	83,09	0,21	0,03	2575151,91	2575151,93
3/ 6	0,91	85,16	83,09	11,85	0,00	2575151,91	2575151,93
3/ 7	0,72	85,16	90,13	0,00	7,04	2575151,91	2575151,93
3/ 8	0,63	85,26	90,15	0,10	0,01	2575151,91	2575151,93
3/ 9	0,56	90,27	90,15	5,01	0,00	2575151,91	2575151,93
3/ 10	0,50	90,27	93,43	0,00	3,28	2575151,91	2575151,93

- **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale  $T=2.60$  s

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant x-x

#### IV.4.1.2 Vérification sismique

- **La force sismique totale**

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,24 \times 1,15}{3} \times 25751.51 = 5527.99 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,94 \times 1,15}{3} \times 25751.51 = 4787.63 \text{ kN}$$

$V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8 V_{st}}{V_{dyn}}$$

- **Vérification de l'effort tranchant [4]**

D'après le fichier des résultats du Robot on a

$$V_{dyn,X} = 2120.95 \text{ kN}$$

$$V_{dyn,Y} = 1906.60 \text{ kN}$$

On a :

$$0,8V_x = 0,8 \times 5527.99 = 4422.39 \text{ kN} < V_{dyn,X} \text{ (condition non vérifiée).}$$

$$0,8V_y = 0,8 \times 4787.63 = 3830.104 \text{ kN} < V_{dyn,Y} \text{ (condition non vérifiée)}$$

### Interprétations

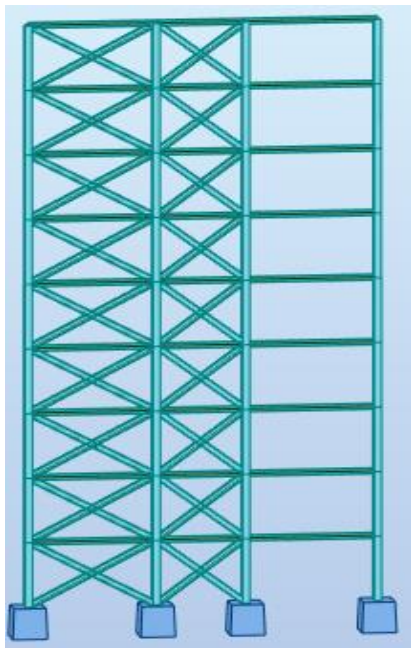
Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure avec le minimum de contreventement.

[4] impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X ou en V. La structure est très souple donc on doit augmenter sa rigidité en ajoutant des contreventements. Après plusieurs analyses de notre structure, nous obtenons le modèle final

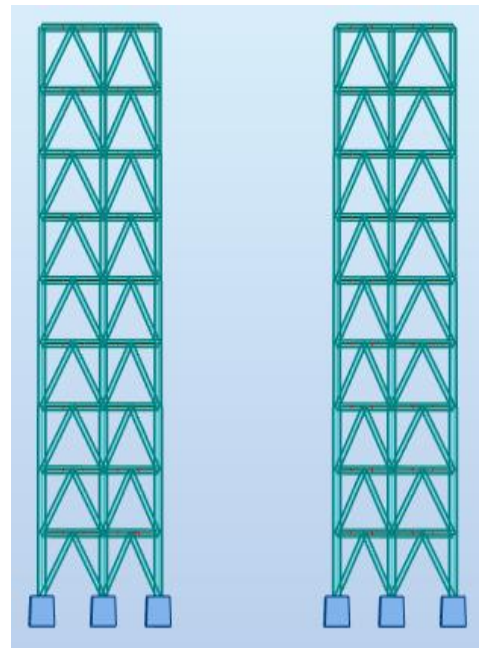
#### IV.4.1.3. Modèle final

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en V qui reprennent la totalité des charges horizontales dues au séisme comme il est indiqué dans la figure IV.5 :

- **Les dimensions des éléments utilisés :**
  - Poutre principale : IPE 360
  - Poutre secondaire : IPE 240
  - Solive : IPE 160
  - Poteaux : Poteau HEA500 (RDC-1<sup>er</sup>-2<sup>eme</sup> étages)  
Poteau HEA450 (3<sup>eme</sup>-4<sup>eme</sup> étages)  
Poteau HEA400 (5<sup>eme</sup> 6<sup>eme</sup> étages)  
Poteau HEA360 (7<sup>eme</sup>-8<sup>eme</sup> étages)
  - Palées triangulées en V et en X : Profilée Double UPN 220



**Figure. IV.5 :** Disposition des CV en (X) sens Y



**Figure. IV.6 :** Disposition des CV en (V) sens X

a- Caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.5 : Les périodes et les facteurs de participation massique du modèle finale.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,08	70,14	0,00	70,14	0,00	2719095,60	2719095,61
3/ 2	0,79	70,14	72,97	0,00	72,97	2719095,60	2719095,61
3/ 3	0,57	70,19	72,98	0,04	0,00	2719095,60	2719095,61
3/ 4	0,36	70,19	72,98	0,00	0,01	2719095,60	2719095,61
3/ 5	0,36	70,19	72,98	0,00	0,00	2719095,60	2719095,61
3/ 40	0,23	87,13	82,83	0,00	0,00	2719095,60	2719095,61
3/ 41	0,23	87,13	91,13	0,00	8,30	2719095,60	2719095,61
3/ 42	0,20	91,09	91,13	3,96	0,00	2719095,60	2719095,61
3/ 43	0,18	91,09	91,14	0,00	0,00	2719095,60	2719095,61

• **Constatations**

L'analyse modale de la structure conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.89$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 42<sup>ème</sup> mode dans le sens X .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 41<sup>ème</sup> mode dans le sens Y .
- Le premier mode est un mode de translation selon XX.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon YY.
- Le troisième mode est mode de rotation.

**Calcul facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le sens X

$$T = \min \begin{cases} T_{\text{analytique}} = 1.08 \text{ s} \\ 1.3 T_{\text{empirique}} = 0,59 \text{ s} \end{cases} \longrightarrow T_x = 0.59 \text{ s}$$

Le sens Y

$$T = \min \begin{cases} T_{\text{analytique}} = 0.79 \text{ s} \\ 1.3 T_{\text{empirique}} = 0,73 \text{ s} \end{cases} \longrightarrow T_y = 0.73 \text{ s} \\ \text{Avec } T_2 = 0,50$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 \leq T_x \leq 3s \implies D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \implies D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,59}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.24 \\ D_y = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,73}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,94 \end{array} \right.$$

**La force sismique totale**

$$V_x = \frac{0,25 \times 2.24 \times 1,15}{3} \times 27190.95 = 5836.99 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1.94 \times 1,15}{3} \times 27190.95 = 5055.25 \text{ kN}$$

**IV.4.1.4. Vérification sismique**

**Vérification de l'effort tranchant [4]**

	Le sens x	Le sens y
V (kN)	5836.99	5055.25
0.8 V (kN)	4669.592	4044.2

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{t_x} = 4736.42 \text{ kN} \\ V_{t_y} = 4516.50 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_{t_x} \geq 0,8 \times V_x \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{t_y} \geq 0,8 \times V_y \quad \text{condition vérifiée}$$



### IV.5. Vérification des déplacements inter étages [4]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$ .

$\Delta_K^y$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $y-y$ .

$\delta_{eK}^x$  : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$ .

$\delta_{eK}^y$  : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $y-y$ .

$R$  : coefficient de comportement suivant  $x$   $R= 3$

$R$  : coefficient de comportement suivant  $y$   $R= 3$

$$\Delta = 0,01 * 306 = 3,06cm$$

**Tableau. IV.6 :** Vérification déplacement inter étages suivant X

Z(m)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% H <sub>étage</sub> (cm)	Observation
27.54	7.146	21.440	2,429	3.06	Vérifiée
24.48	6.336	19,010	2,726	3.06	Vérifiée
21.42	5.428	16,284	2,862	3.06	Vérifiée
18.36	4.474	13,422	2,919	3.06	Vérifiée
15.30	3.501	10,503	2,838	3.06	Vérifiée
12.24	2.555	7,665	2,660	3.06	Vérifiée
9.18	1.668	5,005	2,326	3.06	Vérifiée
6.12	0.893	2,679	1,828	3.06	Vérifiée
3.06	0.616	0,850	0,850	3.06	Vérifiée

**Tableau. IV.7 :** Vérification déplacement inter étages suivant Y

Z(m)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1% H <sub>étage</sub> (cm)	Observation
27.54	4.825	14,477	1,606	3.06	Vérifiée
24.48	4.290	12,871	1,758	3.06	Vérifiée
21.42	3.704	11,113	1,834	3.06	Vérifiée
18.36	3.093	9,280	1,868	3.06	Vérifiée
15.30	2.470	7,412	1,828	3.06	Vérifiée
12.24	1.861	5,584	1,736	3.06	Vérifiée
9.18	1.282	3,848	1,564	3.06	Vérifiée
6.12	0.761	2,284	1,332	3.06	Vérifiée
3.06	0.317	0,952	0,952	3.06	Vérifiée

### IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)[4]

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

**Tableau IV.8 :** Vérification de l'effet P-Δ .

Niveau	P(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)	Δx(cm)	Δy(cm)	h(cm)	Θx	Θy	Θ ≤ 0,1
RDC	26810	6075,53	4070,28	0,850	0,952	306	0.01	0.02	vérifier
1	23894,2	5957,64	3954,17	1,828	1,332	306	0.02	0.02	vérifier
2	21020,4	5686,88	3742,62	2,326	1,564	306	0.02	0.02	vérifier
3	18121,8	5305,61	3470,56	2,660	1,736	306	0.02	0.02	vérifier
4	15225,5	4835,51	3152,25	2,838	1,828	306	0.02	0.02	vérifier
5	12329,2	4270,46	2793,51	2,919	1,868	306	0.02	0.02	vérifier
6	9451,61	3592,44	2372,71	2,862	1,834	306	0.01	0.02	vérifier
7	6402,84	2758,42	1845,93	2,726	1,758	306	0.02	0.01	vérifier
8	3481,71	1677,53	1145,19	2,429	1,606	306	0.01	0.01	vérifier

### IV.7. Vérification le coefficient de comportement R [4]

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, ( $R=3$ )

alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

#### - Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :

L'effort normal total à la base de la structure :  **$P_{total} = 33179,652 \text{ KN}$**

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement

**$PCV = 6052.805 \text{ KN}$**

Rapport :  $PCV / P_{total} = 18,24\% < 20\%$  la condition vérifiée.

#### Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :

Les cadres auto stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charge horizontales globales.

**Tableau IV.9.** Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage

Etage	Effort tranchant Total		Effort tranchant Portiques		Ratio		Obs	Obs
	$V_X$ [KN]	$V_Y$ [KN]	$V_X$ [KN]	$V_Y$ [KN]	X	Y	> 25 X-X	> 25 Y-Y
8 <sup>ème</sup>	1677,53	1145,19	1133,301	1007,674	67,56%	87,99%	OK	OK
7 <sup>ème</sup>	2758,42	1845,93	1366,081	1131,295	49,52%	61,28%	OK	OK
6 <sup>ème</sup>	3592,44	2372,71	1693,670	1735,927	47,14%	73,16%	OK	OK
5 <sup>ème</sup>	4270,46	2793,51	1701.374	1782,164	39,84%	63,80%	OK	OK
4 <sup>ème</sup>	4835,51	3152,25	1721.663	1751.331	35.60%	55.55%	OK	OK
3 <sup>ème</sup>	5305,61	3470,56	1833.241	1810.332	34,55%	52.16%	OK	OK
2 <sup>ème</sup>	5686,88	3742,62	1934.122	1815.444	34,01%	48.51%	OK	OK
1 <sup>er</sup>	5957,64	3954,17	2063.448	1732.458	34,64%	43.81%	OK	OK
RDC	6075,53	4070,28	2601.337	2100.333	42,81%	51.60%	OK	OK

## IV.8. Conclusion

Les vérifications du modèle final ont données les vérifications suivantes :

- Des modes propres de telle sorte que le 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> translation, la 3<sup>ème</sup> rotation pour avoir plus de sécurité.
- L'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- L'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure.
- Le facteur de comportement R

**Chapitre V :**  
**Vérification des éléments**

### V.1. Introduction

Le calcul d'une structure métallique exige de garantir la stabilité statique sous toutes les combinaisons d'actions possibles, conformément aux règlements. Les sollicitations exercées sur les éléments de la structure entraînent des contraintes et des déformations, qui doivent rester en dessous des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité. Les grandes déformations peuvent affecter les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques appelés phénomènes d'instabilités :

**Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux.

**Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

**Le voilement** : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [2] et [5].

### V.2. Vérification des poteaux

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$ , et deux moments fléchissant  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

#### V.2.1. Vérification vis-à-vis du flambement

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- **Cas 1** :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.
- **Cas 2** :  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.
- **Cas 3** :  $M_{zsd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{ysd}$  correspondant.

#### Les étapes de vérification au flambement [5]

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ;  $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $N_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$

• **Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant**

- **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poteau du RDC d'un profilé HEA500 et d'une hauteur de 3.06 m. D'après le logiciel Robot , la combinaison la plu défavorable est : G+Q-EY

$N^{max} = 3573,14 \text{ KN}$  ;  $M_{sd,y}^{cor} = 1,85 \text{ KN.m}$  ;  $M_{sd,z}^{cor} = 32,82 \text{ KN}$ .

**Tableau V.1:** Caractéristiques de profilé HEA500

Profil	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>ely</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>elz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>HEA500</b>	197.54	869774,8	10367,1	3949	3550	1059	691.1	20.98	7,24

Suivant l'axe y-y :

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91 \varepsilon} \longrightarrow \frac{L f_y / i_y}{93.91 \varepsilon}$  ;  $(f_y = 275 \text{ Mpa} , \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92)$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

•  $\frac{L_f}{L_0} = \left[ \frac{1+0.145(y_1+y_2)-0.265y_1y_2}{2-0.364(y_1+y_2)-0.247y_1y_2} \right]$



Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{p11} + K_{p12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{p21} + K_{p22}} \rightarrow \eta_2 = 0$  Car le poteau est encasturé à la base.
- $K_1$  Et  $K_2$  la rigidité des poteaux adjacents
- $K_{pij}$  La rigidité des poutres associées au nœud considéré

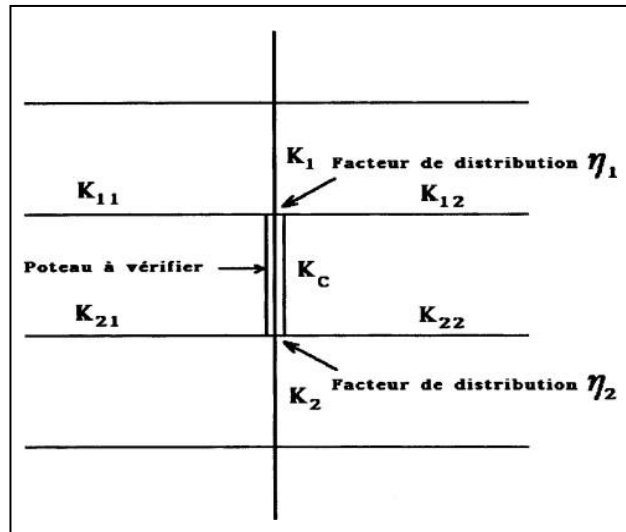


Figure V.1: Facteurs de distribution pour les poteaux continus.

Donc :

$$K_c = K_1 = \frac{I_y(\text{HEA500})}{h} = \frac{86974.8}{306} = 284.23 \text{ cm}^3$$

$$K_{p12} = K_{p11} = \frac{I_y(\text{Ipe360})}{L} = \frac{16270}{535} = 30.41 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 284.23)}{(2 \times 284.23) + (30.41)} = 0.95$$

$$L_{fy} = \left[ \frac{1 + (0.145 \times 0.95)}{2 - (0.364 \times 0.95)} \right] \times 3.06 \rightarrow L_{fy} = 2.10 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{210/20.98}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.116 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.498$$

$$\chi_y = 1$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91 \varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/iz}{93.91 \varepsilon} ; (f_y = 275 \text{ Mpa}, \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92)$$

$$K_C = \frac{I_z(\text{HEA500})}{h} = \frac{10370}{306} = 33.889 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_z(\text{IPE360})}{L} = \frac{283.6}{315} = 0.900 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 33.889)}{(2 \times 33.889) + (0.900)} = 0.99$$

$$L_{fz} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,99)}{2 - (0,364 \times 0,99)} \right] \times 3.06 \rightarrow L_{fz} = 2.134 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{213.4/7.24}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \lambda = 0.341 > 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement.}$$

D'après le logiciel Robot, la combinaison la plus défavorable est : G+Q-EY

- Suivant l'axe y-y :

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}} \begin{cases} M_{ymax} = 1.85 \text{ kn.m} \\ M_{ymin} = -1.17 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Robot)}$$

$$\Psi = \frac{-1.17}{1.85} = -0.63 \rightarrow \beta_{M,y} = 2.241$$

$$\mu_y = 0.116 \times (2 \times 2.241 - 4) + \left( \frac{3949 - 3550}{3550} \right) = 0.168 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0.168 \times 3573.14 \times 10^3}{197.54 \times 10^2 \times 275} = 0.89 < 1.5$$

- Suivant l'axe z-z :

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} \begin{cases} M_{max} = 32.82 \text{ kn.m} \\ M_{min} = -21.63 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Robot)}$$

$$\Psi = \frac{-21.63}{32.82} = -0.66 \rightarrow \beta_{M,z} = 2.262$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \rightarrow \varphi_z = 0.5 \left[ 1 + 0.34(0.341 - 0.2) + 0.341^2 \right] \rightarrow \varphi = 0.58$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X_z = 0.95 \rightarrow \mu_k = 0.19 < 0,9 \rightarrow K_k = 0.87 < 1,5$$

$$\text{On aura : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} A_y \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,818 < 1 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**Remarque** : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux. Les efforts internes du logiciel ROBOT sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2:** Efforts internes des poteaux sous  $N^{\max}$  pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{\max}$	$M_{sdy}^{cor}$	$M_{sdz}^{cor}$
8 <sup>ème</sup>	ELU	261,62	-11,58	-53,01
7 <sup>ème</sup>	ELU	489,24	-7,42	-44,95
6 <sup>ème</sup>	ELU	721,41	-8,81	-47,24
5 <sup>ème</sup>	ELU	956,13	-6,63	-44,33
4 <sup>ème</sup>	G+Q-EY	1355,53	12,64	22,01
3 <sup>ème</sup>	G+Q-EY	1843,34	9,40	22,98
2 <sup>ème</sup>	G+Q-EY	2391,62	8,28	25,24
1 <sup>er</sup>	G+Q-EY	2978,38	3,78	24,68
RDC	G+Q-EY	3573,14	1,85	32,82

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V.3:** Vérifications au flambement par flexion  $N^{\max}$

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$X_{min}$	$K_y$	$K_z$		
8 <sup>ème</sup>	HEA360	2092.53	2091.13	0.937	1.01	1	0.144	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEA360	2890.88	2877.09	0.873	1	1	0.223	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEA400	2912.58	2883.52	0.905	1.04	1.06	0.276	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEA400	2932.75	2890.42	0.904	1.06	1.07	0.347	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEA450	2951.48	2900.92	0.902	1.06	1.08	0.379	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEA450	2993.18	2922.18	0.901	1.07	1.07	0.527	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEA500	3002.45	2927.72	0.899	1.06	1.06	0.594	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEA500	3006.40	2930.38	0.899	1.04	1.07	0.701	<b>CV</b>
RDC	HEA500	2100.11	2134.13	0.951	1.03	0.86	0.806	<b>CV</b>

- Cas 2 :  $M_{sd,y}^{\max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant

Les efforts internes sont extraits du logiciel ROBOT, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.4:** Efforts internes des poteaux sous  $M_{sd,y}^{\max}$  pour chaque niveau

Etage	Combinaison	$M_{sd,y}^{\max}$	$M_{sd,z}^{\text{cor}}$	$N_{sd}^{\text{cor}}$
8 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	94,54	20,16	74,25
7 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	69,00	13,56	137,03
6 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	84,25	14,88	194,34
5 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	75,75	13,94	248,22
4 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	-88,50	-13,86	304,16
3 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	-85,54	-12,63	355,96
2 <sup>ème</sup>	G+Q+EX	-97,19	-12,23	410,73
1 <sup>er</sup>	G+Q+EX	-105,16	-11,97	469,74
RDC	G+Q+EX	-156,69	-3,99	539,31

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V.5:** Vérifications au flambement par flexion pour  $M_{sd,y}^{\max}$

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$X_{\min}$	$K_y$	$K_z$		
8 <sup>ème</sup>	HEA360	2062.57	2074.56	0.938	1	1	0.338	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEA360	2931.42	2714.26	0.886	1.01	1.01	0.286	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEA400	2948.40	2724.84	0.915	1.02	1.02	0.313	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEA400	2964.05	2736.33	0.914	1.02	1.02	0.301	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEA450	2978.48	2748.59	0.912	1	1	0.291	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEA450	2994.92	2767.44	0.911	1.02	1.03	0.298	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEA500	3003.95	2777.80	0.909	1.02	1.03	0.277	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEA500	3007.81	2782.81	0.909	1.01	1.03	0.277	<b>CV</b>
RDC	HEA500	2128.09	2064.16	0.954	1	0.97	0.297	<b>CV</b>

- **Cas 3 :  $M_{sd,z}^{\max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd,y}$  correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ROBOT, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.6:** Efforts internes des poteaux sous  $M_{sd,z}^{\max}$  pour chaque niveau

Etage	Combinaison	$M_{sd,z}^{\max}$	$M_{sd,y}^{\text{cor}}$	$N_{sd}^{\text{cor}}$
8 <sup>ème</sup>	G+Q-EY	-82,21	-43,57	194,76
7 <sup>ème</sup>	G+Q+EY	66,15	3,47	339,57
6 <sup>ème</sup>	G+Q+EY	73,19	4,83	497,18
5 <sup>ème</sup>	G+Q+EY	71,56	3,76	655,87
4 <sup>ème</sup>	G+Q+EY	74,91	4,09	816,61
3 <sup>ème</sup>	G+Q+EY	-69,79	-2,73	984,89
2 <sup>ème</sup>	G+Q+EY	-68,66	-2,52	1153,80
1 <sup>er</sup>	G+Q+EY	-63,00	-2,38	1327,85
RDC	G+Q+EY	46,27	0,86	1505,51

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V.7:** Vérifications au flambement par flexion pour  $M_{sd,z}^{\max}$

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$X_{\min}$	$K_y$	$K_z$		
8 <sup>ème</sup>	HEA360	2497.88	3060.00	0.857	1	1	0.221	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEA360	2643.08	3060.00	0.857	1	1.01	0.225	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEA400	2686.96	3060.00	0.893	1	1.01	0.237	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEA400	2729.97	3060.00	0.893	1	1.02	0.246	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEA450	2771.72	3060.00	0.891	1	1.02	0.239	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEA450	2807.04	3060.00	0.891	1.01	1.03	0.236	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEA500	2837.72	3060.00	0.890	1	1.03	0.214	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEA500	2851.14	3060.00	0.890	1.01	1.03	0.196	<b>CV</b>
RDC	HEA500	2084.57	2141.63	0.949	1	0.99	0.192	<b>CV</b>

**V.2.2. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement**

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{vsd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- **Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant**

**Exemple de calcul (Niveau RDC) :**

On doit d'abord vérifier que :  $\bar{\lambda}_T < 0.4$

Avec :  $\bar{\lambda}_T = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$

Sachant que :  $\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{i_z}{t_f} \right] \right]}} \times 0,25$  [2]

$C1 = 2.281, K = 1, Kw = 1$

$\lambda_{LT} = 26.756$

$\bar{\lambda}_T = 0.310 < 0.4 \rightarrow$  Pas de risque de déversement.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau V.8:** Vérification du déversement (Poteaux), sous  $N^{max}$  pour chaque niveau

Etage	Profilé	$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_T$	OBS < 0.4
8 <sup>ème</sup>	HEA360	2092.53	2091.13	26.002	0.301	CV
7 <sup>ème</sup>	HEA360	2890.88	2877.09	25.989	0.301	CV
6 <sup>ème</sup>	HEA400	2912.58	2883.52	25.916	0.300	CV
5 <sup>ème</sup>	HEA400	2932.75	2890.42	26.339	0.305	CV
4 <sup>ème</sup>	HEA450	2951.48	2900.92	27.039	0.313	CV
3 <sup>ème</sup>	HEA450	2993.18	2922.18	26.551	0.307	CV
2 <sup>ème</sup>	HEA500	3002.45	2927.72	27.299	0.316	CV
1 <sup>er</sup>	HEA500	3006.40	2930.38	30.886	0.355	CV
RDC	HEA500	2127.72	2107.13	26.756	0.310	CV

- **Cas 2 :  $M_{sd,y}^{\max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant**

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V.9:** Vérification du déversement (Poteaux), sous  $M_{sd,y}^{\max}$  pour chaque niveau

Etage	Profilé	$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_T$	OBS < 0.4
8 <sup>ème</sup>	HEA360	2062.57	2074.56	26.002	0.301	CV
7 <sup>ème</sup>	HEA360	2931.42	2714.26	25.993	0.302	CV
6 <sup>ème</sup>	HEA400	2948.40	2724.84	25.916	0.300	CV
5 <sup>ème</sup>	HEA400	2964.05	2736.33	26.339	0.305	CV
4 <sup>ème</sup>	HEA450	2978.48	2748.59	27.039	0.313	CV
3 <sup>ème</sup>	HEA450	2994.92	2767.44	26.553	0.308	CV
2 <sup>ème</sup>	HEA500	3003.95	2777.80	27.299	0.314	CV
1 <sup>er</sup>	HEA500	3007.81	2782.81	30.776	0.352	CV
RDC	HEA500	2128.09	2064.16	26.756	0.301	CV

- **Cas 3 :  $M_{sd,z}^{\max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd,y}$  correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ROBOT, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.10:** Vérification du déversement (Poteaux), sous  $M_{sd,z}^{\max}$  pour chaque niveau

Etage	Profilé	$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_T$	OBS < 0.4
8 <sup>ème</sup>	HEA360	2497.88	3060.00	26.002	0.301	CV
7 <sup>ème</sup>	HEA360	2643.08	3060.00	25.993	0.303	CV
6 <sup>ème</sup>	HEA400	2686.96	3060.00	25.916	0.301	CV
5 <sup>ème</sup>	HEA400	2729.97	3060.00	26.339	0.305	CV
4 <sup>ème</sup>	HEA450	2771.72	3060.00	27.039	0.313	CV
3 <sup>ème</sup>	HEA450	2807.04	3060.00	26.553	0.306	CV
2 <sup>ème</sup>	HEA500	2837.72	3060.00	23.299	0.312	CV
1 <sup>er</sup>	HEA500	2851.14	3060.00	31.776	0.357	CV
RDC	HEA500	2084.57	2141.63	27.756	0.308	CV

Tableau V.11: Choix final des poteaux

Étages	Profilés
8 <sup>ème</sup>	HEA360
7 <sup>ème</sup>	HEA360
6 <sup>ème</sup>	HEA400
5 <sup>ème</sup>	HEA400
4 <sup>ème</sup>	HEA450
3 <sup>ème</sup>	HEA450
2 <sup>ème</sup>	HEA500
1 <sup>er</sup>	HEA500
RDC	HEA500

### V.3 Vérification des poutres principales [2]

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE360 et de longueur  $L= 5.55$  m.

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison de charge la plus défavorable est  $1.35G + 1.5Q$

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = -145,56 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 175,90 \text{ KN}$$

#### V.3.1 Vérification du moment fléchissant $M_{sd} \leq M_{plrd}$

- $R_{Béton} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times hc$  avec  $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- $R_{Béton} = \left( \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1380 \times 95 \right) \times 10^{-3} = 1857.25 \text{ kN}$
- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a$  avec  $A_a = 7273 \text{ mm}^2$
- $R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 7273) \times 10^{-3} = 1900.07 \text{ KN}$
- $R_{Béton} < R_{Acier}$
- $h_w = h_a - 2r - 2t_f = 360 - (2 \times 18) - (2 \times 12.7) = 298.6 \text{ mm}$
- $R_w = [0.95 \times 298.6 \times 8 \times 275] \times 10^{-3} = 624.074 \text{ KN}$

$$R_{Béton} > R_w$$



- L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = Ra \times \left(\frac{ha}{2}\right) + Rb \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{plrd} = 1900.07 \times \left(\frac{360}{2}\right) + 1857.25 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) = 532.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{\max} = 145,56 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 532.38 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.2. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{plrd} = \frac{35.14 \times 10^2 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 507.202 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 175,90 \text{ kN} < V_{plrd} = 507.20 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a :  $V_{sd} = 175,90 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 253.601 \text{ KN} \implies$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**V.3.3. Vérification du déversement**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

**V.3.4. Calcul des connecteurs [3]**

- **Résistance du connecteur isolée**

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K. 0.29. \alpha. d^2. \frac{\sqrt{f_{c28}. E_c}}{\gamma_v} \\ K. 0.8. f_u. \frac{d^2}{4. \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

$\gamma_v$  : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25;

$d$  : diamètre du goujon,  $d = 19 \text{ mm}$ ;

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 450 MPA;

$E_c$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA;

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPA;

$K$  : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures ;

$$k = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

$N_r$  : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

$h_c$  : hauteur de la dalle en béton

$h_p$  : hauteur du bac d'acier

$b_0$  : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBOND55) 150mm

$K_{t,max}$  : limite supérieure pour le facteur  $K$ , égale 0.85 d'après le tableau 6.2 de [5].

$\alpha$  : facteur correctif.

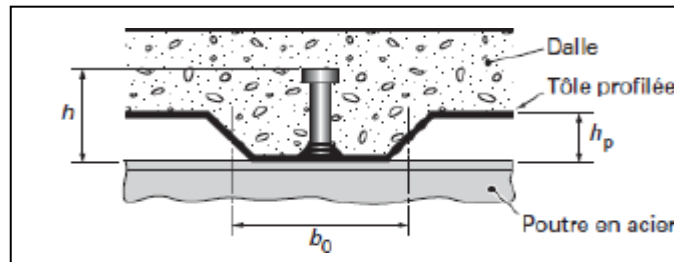


Figure V.2: Dimensions de la tôle et du connecteur.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont parallèles, donc :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \left( \frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.702 < 1$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.702 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 51.34 \text{ KN} \\ 0.702 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 57.32 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 51.34 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

$R_b$  : Résistance de compression du béton ;  $R_b = 1857.25 \text{ KN}$

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier ;  $R_a = 1900.07 \text{ KN}$

D'où :  $R_L = R_b = 1857.25 \text{ KN}$

- **Nombre de connecteurs par demi portée :**

$$n = \frac{R_L}{prd} \rightarrow n = \frac{1857.25}{51.34} \rightarrow n = 36.17$$

On prend **36 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **72 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goujons :**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n-1} \rightarrow L \text{ Est la longueur de la poutre ; } L = 5.55 \text{ m}$$

$$E = \frac{5550}{72-1} \rightarrow E = 78.17 \text{ mm}$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

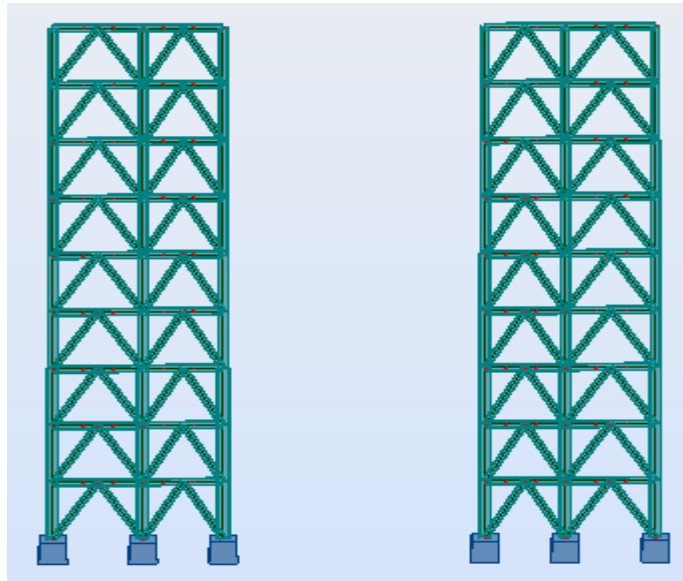
On opte pour un espacement de 78 mm entre les goujons.

#### V.4. Vérification des contreventements

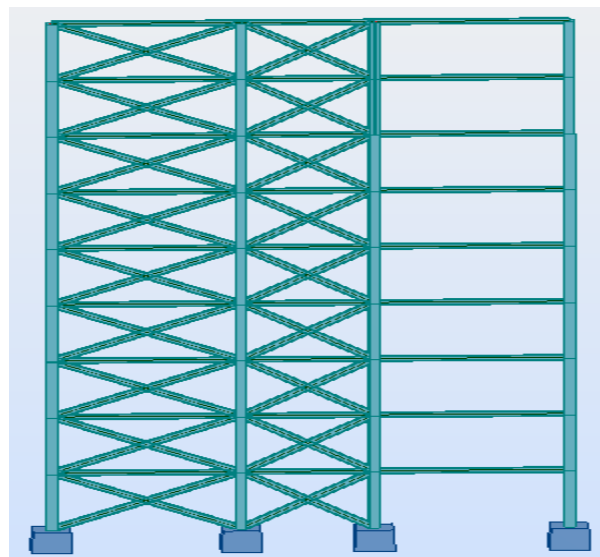
##### V.4.1. Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux
- Limiter les déformations
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.



**Figure V.3:** Contreventement au niveau des rampes sens xx.



**Figure V.4:** Contreventement au niveau des rampes sens yy.

## V.4.2. Vérifications des contreventements

### V.4.2.1. Suivant la direction X-X

Les contreventements en v inversés **2 UPN 220**

D'après le logiciel ROBOT :

La combinaison de charge la plus défavorable est  $G+Q+1.25VX$

**Tableau V.12:** Caractéristiques géométriques du profilé 2 UPN 220

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>ely</sub>	W <sub>elz</sub>	W <sub>ply</sub>	W <sub>plz</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm	Cm
2 UPN 220	29.4	37.4	2690	197	245	33.6	292	64.1	8.48	2.3

• **Vérification a la traction**

$N_{sd}^{max} = 792.16 \text{ KN}$  (traction) sous la combinaison  $G+Q+1.25VX$

$$N_{sd} \leq N_{trd} ; \text{ Avec : } N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times 3740 \times \frac{275}{1,1} = 1870 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 792.16 \text{ KN} < N_{trd} = 1870 \text{ KN}$  ..... **Condition vérifiée.**

• **Vérification à la compression : [5]**

- Il faut vérifier que :  $N_{sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :  $L_0 = 3.50\text{m}$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$

• **Exemple de calcul :**

$N_{sd}^{max} = 810.24 \text{ KN}$  (compression) sous la combinaison  $G+Q+1.25VX$

**Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$  :**

$$l_{fy,z} = l_0 = 3.55 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{355}{8.48} = 41.86 \quad \dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{41.86}{86.77} = 0.48 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{355}{2.3} = 152.17 \quad \dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{152.17}{86.77} = 1.75 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a section en 2 UPN 220 donc courbe de flambement = courbe C  $\rightarrow \alpha_z = \alpha_y = 0.49$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (1.75 - 0,2) + (1.75)^2] = 2.41$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.41 + \sqrt{2.41^2 - 1.75^2}} = 0,25 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,25 \times 2 \times 3740 \times \frac{275}{1,1} = 785.400 \text{ KN}$$

$N_{sd}^{max} = 810.24 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 785.400 \text{ KN}$   $\rightarrow$  **Condition non Vérifiée**

**V.4.2.2. Suivant la direction Y-Y**

Les contreventements sont en X 2 UPN 220

D'après le logiciel ROBOT :

La combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + 1.25VY$

**Tableau V.13:** Caractéristiques géométriques du profilé 2 UPN 220

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> Cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> Cm <sup>4</sup>	W <sub>ely</sub> Cm <sup>3</sup>	W <sub>elz</sub> Cm <sup>3</sup>	W <sub>ply</sub> Cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> Cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> Cm	i <sub>z</sub> Cm
2 UPN 220	29.4	37.4	2690	197	245	33.6	292	64.1	8.48	2.3

• **Vérification à la traction :**

$$N_{sd}^{max} = 1069.89 \text{ KN}$$

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

$$\text{Avec : } N_{t,rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times 3740 \times \frac{275}{1,1} = 1870 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1069.89 \text{ KN} < N_{t,rd} = 1870 \text{ KN} \dots\dots$  Condition vérifiée.

• **Vérification à la compression : [5]**

- Il faut vérifier que :

$$N_{sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec : } \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}]$$

La longueur de la barre :  $L_0 = 4.84 \text{ m}$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$

• **Exemple de calcul :ii**

$$N_{sd}^{max} = 1069.89 \text{ KN}$$

**Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$  :**

$$l_{fy,z} = l_0 = 4.84 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{484}{8.48} = 57.07 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{57.07}{86.77} = 0.66 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{484}{2.3} = 210.43 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{210.43}{86.77} = 2.43 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a section 2 UPN 220 donc courbe de flambement = courbe C

$$\alpha_z = \alpha_y = 0.49$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (2.43 - 0,2) + (2.43)^2] = 4 \quad \text{et} \quad \chi = \frac{1}{4 + \sqrt{4^2 - 2.43^2}} = 0.14 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,14 \times 2 \times 3740 \times \frac{275}{1,1} = 2247 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1069.89 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 261.800 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non Vérifiée}$$

## V.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié tous les éléments qui constituent notre ossature. Il s'agit des poteaux, poutres et contreventements.

# **Chapitre VI**

## **Calcul des assemblages**



## VI.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutage)
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis ...etc.)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettent en outre les divers moments.

## VI.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Pour les deux derniers modes sont peu utilisés ou pratiquement abandonnés actuellement, du fait des difficultés inhérentes à leur mise en œuvre concernant Les assemblages par rivets et pour l'assemblage par collage reste toujours une technique non règlementée.

Par contre l'assemblage boulonné est un mode largement utilisé, présente en général l'avantage de démonte facilement avec une récupération intégrale des composants initiaux et c'est le mode adopté dans notre projet.

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Autodesk Robot.

### VI.3. Assemblages poteau - poutre

Dans ce type d'assemblage on distingue 4 cas :

- Poteau HEA500 avec poutre IPE360.
- Poteau HEA450 avec poutre IPE360.
- Poteau HEA400 avec poutre IPE360.
- Poteau HEA360 avec poutre IPE360.

On va traiter un seul exemple manuellement et un exemple en utilisant le logiciel Auto -desk Robot.

#### ➤ Poteau HEA500– poutre IPE360 [5] [8]

On va traiter cet assemblage manuellement.

#### • Assemblage bout à bout

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

#### • Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

**Tableau VI.1** : Les caractéristiques du profilé (HEA500 – IPE360)

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
IPE360	360	170	12.7	8	72.73
HEA500	490	300	23	12	197.5

#### • Données de calcul

Selon la combinaison « G+Q+1,5EY » on a les valeurs suivantes :

- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 121.92 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant :  $V_{sd} = 76.15 \text{ kN}$

#### VI.3.1. Calcule de la soudure poutre IPE360 [5]

##### a- La semelle

$$a_f \geq t_f \left( \frac{fy}{\gamma_{m0}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$$\text{➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc } \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_{us} = 430 \end{array} \right.$$

$$a_f \geq 12.7 \left( \frac{275}{1} \right) \left( \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 6.35 \text{ mm}$$

**b- L'âme**

$$a_w \geq tw \left( \frac{fy}{\gamma M_0} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma M_2}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 8 \left( \frac{275}{1} \right) \left( \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_w \geq 4 \text{ mm}$$

On prend  $a_w = 6 \text{ mm}$

**VI.3.2. Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 16 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$  d = (12 ; 14) mm
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$  d = (16 ; 20 ; 24) mm
- $t \geq 25 \text{ mm}$  d = (24 ; 27 ; 30) mm

On à l'épaisseur de la platine  $t = 16 \text{ mm}$  alors on prend  $\emptyset = 16 \text{ mm}$

**a- Détermination du nombre de boulons nécessaires : [8]**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M_b}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma M_b}{0.5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{76.15 \times 1.25}{0.5 \times 157 \times 1000} \times 10^3 = 12.13$$

On prend  $n = 14$  (boulons) HR

{	$n_2 = 2$ (nombre de file)
	$n_1 = 7$ (nombre des boulons par ranger)

On a l'épaisseur de la platine égale à 16 mm alors on prend deux files de boulons HR de diamètre  $\emptyset = 16 \text{ mm}$ , classe 10.9

**b- Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max( 12 t, 150 \text{ mm} ) \Rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 192 \text{ mm}$$

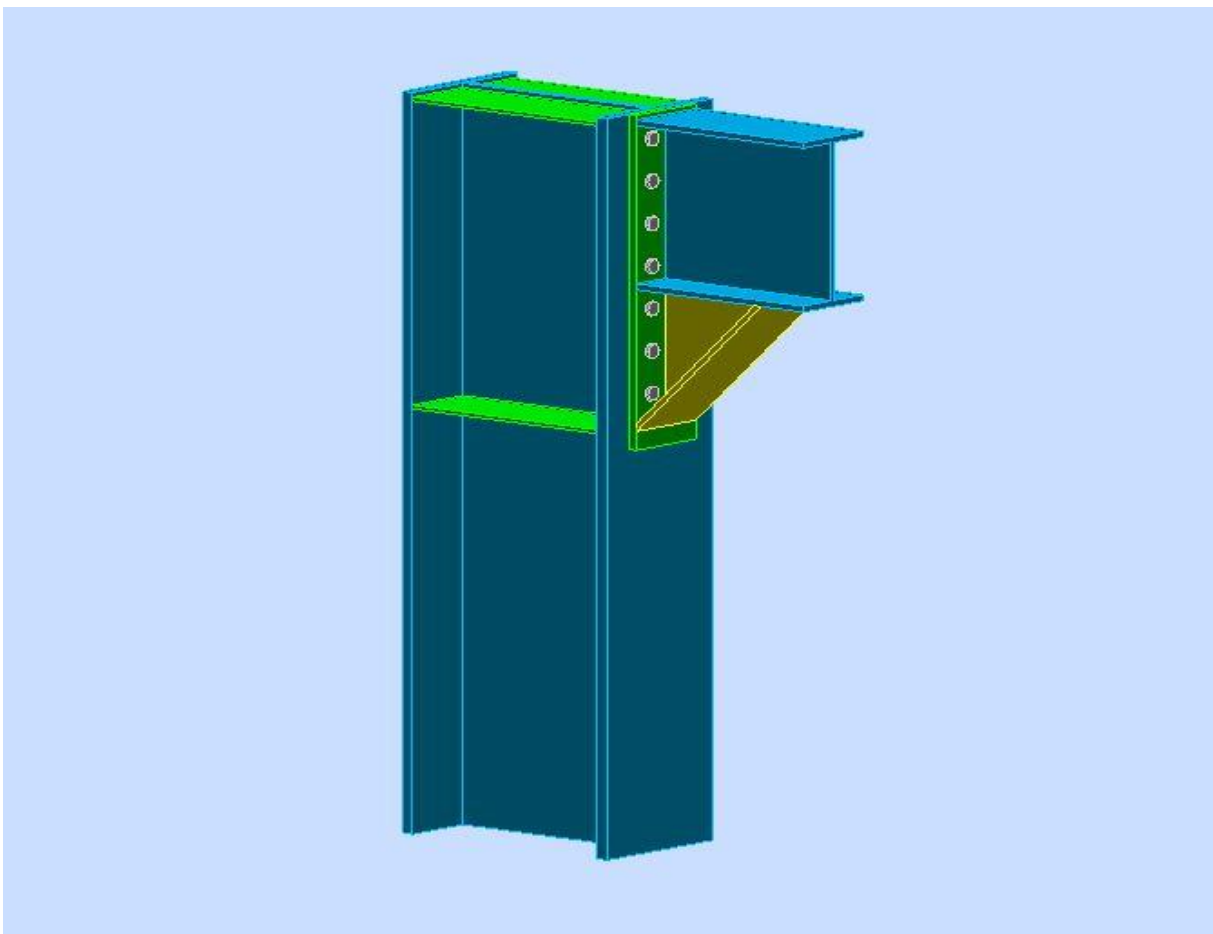
$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min( 14 t, 200 \text{ mm} ) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max( 12 t, 150 \text{ mm} ) \Rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 192 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min( 14 t, 200 \text{ mm} ) \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

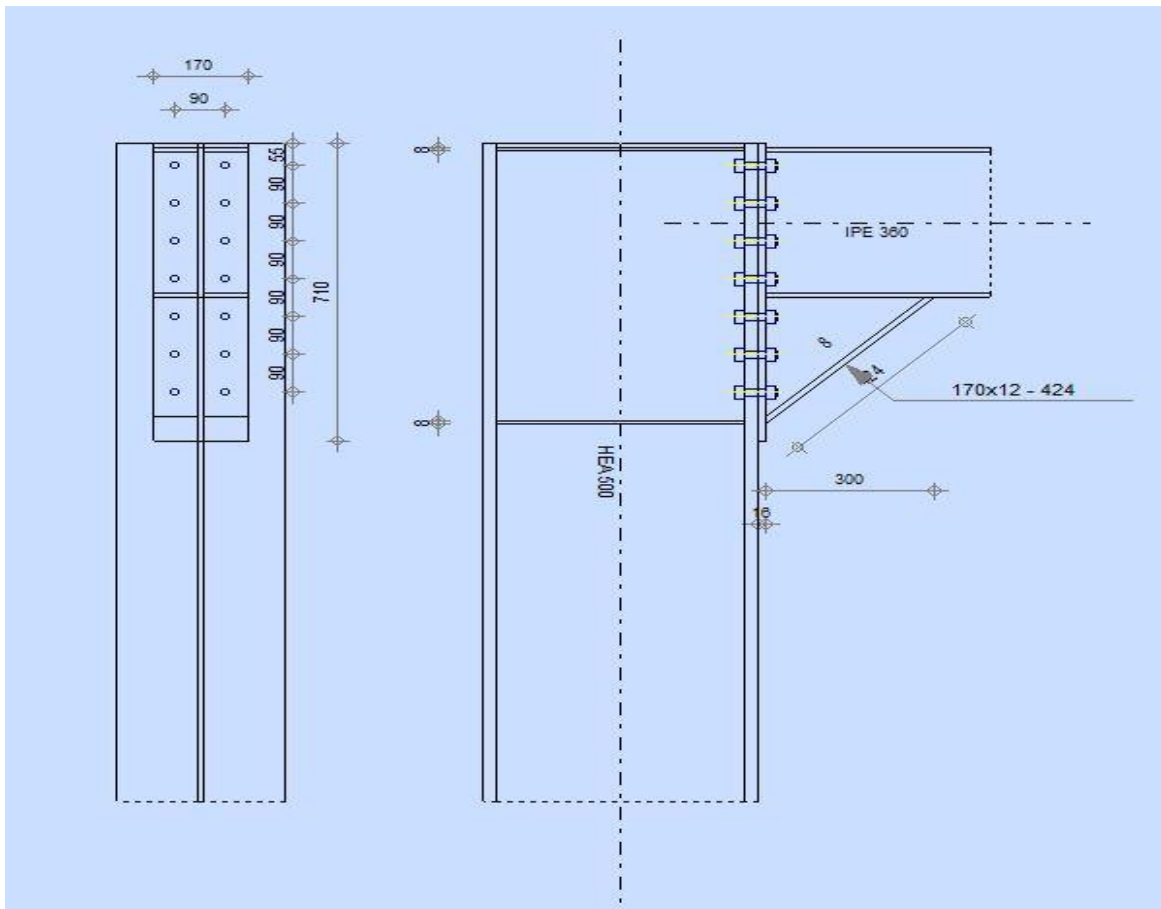
$$e_1 = 55 \text{ mm} ; p_1 = 90 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} ; p_2 = 90 \text{ mm}$$



**Figure VI.1:** Assemblage poteau – poutre

**c- Détermination des efforts dans les boulons :**



**Figure VI.2:** Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

**d- Position de l'axe neutre :**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 12.7 \times \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.54$$

$d_1=655 \text{ mm} ; d_2= 565 \text{ mm} ; d_3=475 \text{ mm} ; d_4= 385 \text{ mm} ; d_5 = 298 \text{ mm} ; d_6= 205 \text{ mm} ; d_7=115 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = 1266154 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que  $N_1 \leq n F_p$

Avec  $n=2$  (nombre de boulons par rangés).

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

$f_{ub}$  : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9 .

$A_s$  : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3} = 219,8 \text{ kN}$$

$$F_{m1} = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{121,92 \times 655 \times 10^3}{1266154 \times 2} = 31,54 \text{ kN} \leq n F_p = 219,8 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e- Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_r = \frac{F_{m1} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{m1} = n F_p = 219,8 \text{ kN}$$

D'où :

$$M_r = \frac{219,8 \times 1266154 \times 10^{-3}}{655} = 424,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 121,92 \text{ kN.m} \leq M_r = 424,89 \text{ kN.M}$$

**f- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 76,15 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{76,15}{14} = 5,44 \text{ kN}$$

• **La résistance au glissement  $F_{v,rd}$  :**

$$F_{v,rd} = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0,8 F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

$K_s = 1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 1$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à

L'ELU  $F_p = 109,9 \text{ kN}$  la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (109,9 - 0,8 \times 31,54)}{1,25} = 16,14 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 5,44 \leq F_{v,rd} = 20,32 \text{ kN}$  Donc la condition est vérifiée

**g- Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,Rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{mo}}$$

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau = 12 mm

$b_{eff} = p$ : Entraxe rangées des boulons = 90 mm.

$$F_{t,Rd} = 275 \times 12 \times \frac{90}{1} \times 10^{-3} = 297 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 490 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 23 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{121.92 \times 10^3}{490 - 23} \Rightarrow F_t = 261.07 \text{ kN}$$

$F_t = 261.07 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 297 \text{ kN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**h- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

**Avec :**

$h_p$  : la hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 490 \text{ mm}$ .

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 12 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 490 \times 12}{1} \times 10^{-3} = 937.86 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 490 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 23 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_v = \frac{121.92 \times 10^3}{490 - 23} \Rightarrow F_v = 261.07 \text{ kN}$$

$F_v = 216.07 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 937.86 \text{ kN}$  Condition vérifiée

### i- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie :  $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{cRd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times (1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$t_{fb}$  : Épaisseur semelle poutre IPE 360 = 12,7 mm

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau HEA 500 = 23 mm

$t_p$  : Épaisseur platine extrémité = 16 mm

$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27 mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 12,7 + 2 \times 16 + 5(23 + 27) = 294,70 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{76.15 \times 10^3}{19750} + \frac{121.92 \times 10^6}{3550000} = 38.20 \text{ Mpa}$$

$$F_{cRd} = \frac{275 \times 12 \times (1.25 - 0.5 \times 1 \times \frac{38.20}{275}) \times 294.7}{1} \times 10^{-3} = 1148.09 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{121.92 \times 10^3}{294.70} = 273.20 \text{ kN}$$

$F_c = 413.71 \text{ kN} \leq F_{cRd} = 1148.09 \text{ kN} \Rightarrow$  condition vérifiée

➤ Donc l'assemblage poteau-poutre (HEA500 – IPE360) est vérifié



## VI.4 Assemblage poutre IPE360–solive IPE220

On va traiter cet assemblage manuellement.

### VI.4.1. Assemblages par double cornière [5] [8]

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en IPE160 avec l'âme de la poutre en IPE 360, avec une file verticale de deux boulons.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

**Tableau VI.2 :** Les caractéristiques du profilé (IPE360 – IPE160)

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
IPE360	360	170	12.7	8	72.73
IPE160	160	82	7.4	5	20.09

### VI.4.2 Choix de diamètre du boulon :

Cornière 130×100×10mm

Épaisseur de la cornière :  $é_p = 10$  mm

- $t \leq 10$  mm  $d = (12 ; 14)$  mm
- $10 \leq t \leq 25$  mm  $d = (16 ; 20 ; 24)$  mm
- $t \geq 25$  mm  $d = (24 ; 27 ; 30)$  mm

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10$  mm alors on prend  $\varnothing = 16$  mm, classe 8.8

#### a- Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ( $\varnothing 16$ ) de classe 8.8

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

#### b- Distance entre axe des boulons

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min( 14 t, 200 \text{ mm} ) \quad 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}$$

$$e_1 = 35 \text{ mm} ; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm}; p_2 = 60 \text{ mm}$$

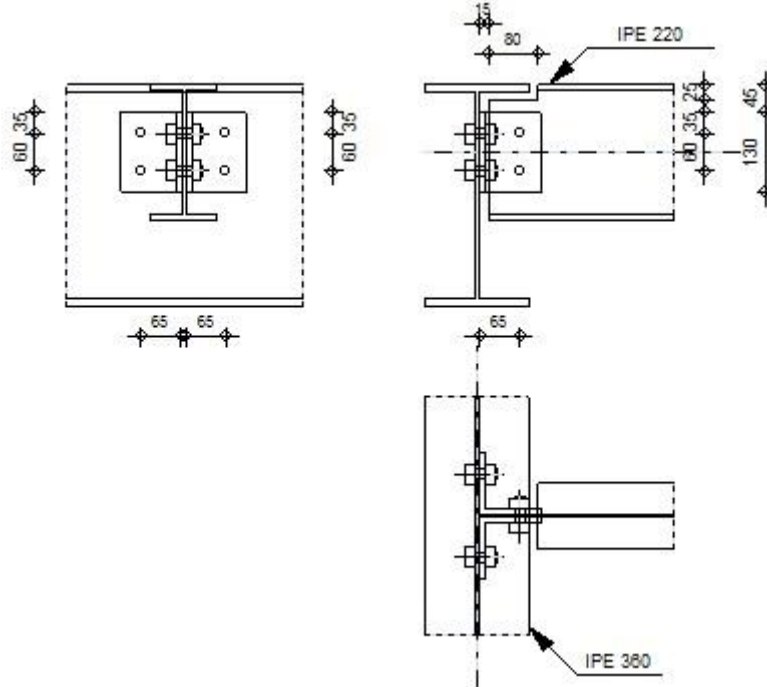


Figure VI.3: Assemblage solive-poutre

**c- Vérification de la résistance des boulons au efforts combinés de traction et de cisaillement :**

Effort tranchant :  $V_{sd} = 45.42 \text{ KN}$

Est moment  $M_0$  (existe à cause de l'excentricité  $e_2$ ), c'est ce qui rend l'effort  $F_{t,sd}$  présente

Donc il faut vérifier que :  $\frac{f_{v,sd}}{f_{v,rd}} + \frac{f_{t,sd}}{1.4 \times f_{t,rd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 157}{1.25} = 60.29 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{45.42}{2} = 22.71 \text{ KN}$$

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 45.42 \times 0.060 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times p_1}{p_1^2} = \frac{1.36 \times 0.06}{0.06^2} = 22.67 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 157 \times 800}{1.25} \times 10^{-3} = 90.43 \text{ KN}$$

$$\frac{22.71}{60.29} + \frac{22.67}{1.4 \times 90.43} = 0.56 \leq 1 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### - Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :  $F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma M_b}$$

$F_{b.rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v.sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$f_u$  : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right] = \min (0.65 ; 0.86 ; 1.86 ; 1) = 0.65$$

$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 89,44 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 22.71 \text{ kN} \leq F_{b.rd} = 89,44 \text{ kN} \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

## VI.5. Assemblages poteau - poteau

Dans ce type d'assemblage on distingue 2 cas :

### ➤ Poteau HEA500- poteau HEA500 [5] [8]

On va traiter cet assemblage manuellement.

- **Assemblage bout à bout**

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

**Tableau VI.3** : Les caractéristiques du profilé (HEA500 – HEA500)

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEA500	490	300	23	12	197.5
HEA500	490	300	23	12	197.5

**b- Boulon**

- Eclisse semelle : (8 boulons )

L'assemblage est réalisé avec deux files de 8 boulons  $\varnothing 18$  de classe 8.8 ordinaire.

- Eclisse âme: (12 boulons)

L'assemblage est réalisé avec deux files de 12 boulons  $\varnothing 18$  de classe 8.8 ordinaire.

**c- Disposition constructive des boulons**

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 \leq e_1 \leq \max( 12 t, 150 \text{ mm} ) \quad 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq p_1 \leq \min( 14 t, 200 \text{ mm} ) \Rightarrow 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \text{ [8]}$$

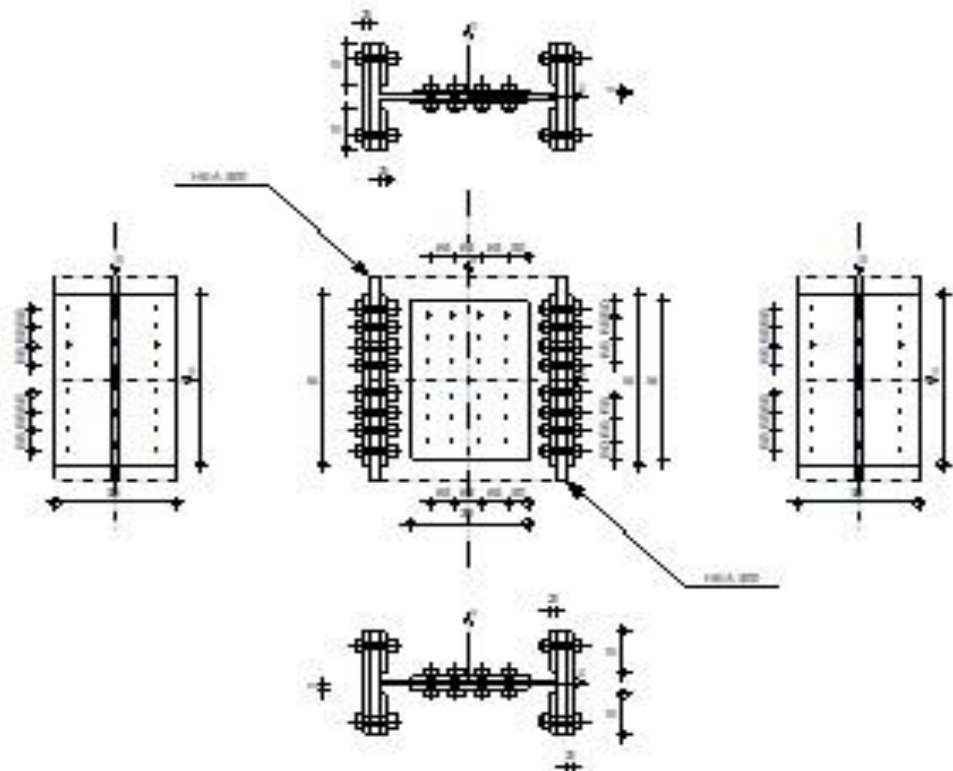
$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq \max( 12 t, 150 \text{ mm} ) \quad 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min( 14 t, 200 \text{ mm} ) \quad 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}; p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm}; p_2 = 65 \text{ mm}$$

d'après la disposition constructive on a choisit une platine de  $490 \times 300 \times 20$



**Figure VI.4:** Assemblage poteau-poteau HEA500-HEA500

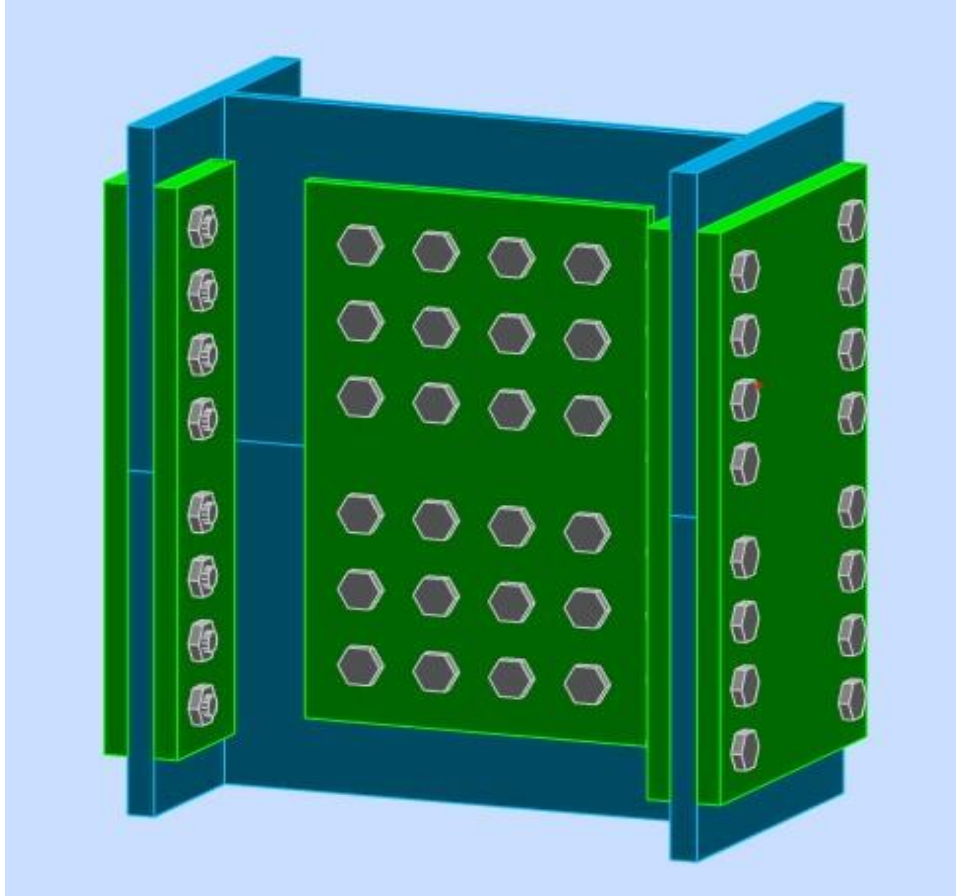


Figure VI.5: Vue en 3D

#### d- Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} \leq n F_p = 3 \times 0.7 \times f_{up} \times A_s \quad ; \text{ Avec } n=3 \text{ (nombre de boulons par rangés).}$$

$F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

$f_{ub}$ : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons 8.8 ordinaire .

$A_s$  : L'aire de la section du boulon

#### e- Position de l'axe neutre :

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 23 \times \sqrt{\frac{300}{12}} = 115 \text{ mm}$$

$d_1=410\text{mm}$  ;  $d_2=345\text{mm}$  ;  $d_3=280\text{mm}$  ;  $d_4=180\text{mm}$  ;  $d_5=115\text{mm}$  ;  $d_6=50\text{mm}$

$$\sum_i d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 + d_6^2 = 413650 \text{ mm}^2$$

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$n \cdot F_p = 3 \times 0,7 \times 800 \times 192 \times 10^{-3} = 322,560 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_i d_i^2} = \frac{96,38 \times 410 \times 10^3}{413650} = 95,53 \text{ kN} \leq n F_p = 322,560 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### f- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

- L'effort tranchant par boulon :  $V_{sd} = 59,88 \text{ kN}$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{59,88}{24} = 2,50 \text{ kN}$$

- La résistance au glissement  $F_{v,rd}$ :

$$F_{v,rd} = \frac{K_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{Ms}}$$

$K_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n=2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p= 129,6 \text{ kN}$  la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 107,52 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 51,61 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 2,50 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 51,61 \text{ kN}$  Donc la condition est vérifiée

### g- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau = 12mm

$b_{eff} = p$ : Entraxe rangées boulons = 65mm.

$$F_{trd} = 275 \times 12 \times \frac{65}{1} \times 10^{-3} = 214.500 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} ; h = 490 \text{ mm} ; t_f = 23 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{96.38}{0,490 - 0,023} \Rightarrow F_t = 206.38 \text{ kN}$$

$$F_t = 206.38 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 214.500 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### h- Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie :  $F_c \leq F_{crd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times (1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$t_p$  : Épaisseur semelle poteau HEA 500=23 mm.

$t_p$  : Épaisseur semelle 2 ème poteau HEA 500=23 mm

$t_{fc}$  : Épaisseur platine extrémité=20mm

$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 23 + 2 \times 20 + 5(21 + 27) = 303 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{448.84}{19750 \times 10^{-6}} + \frac{96.38}{35.50 \times 10^{-6}} = 49.87 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 23 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{49.87}{275}\right) \times 303}{1} \times 10^{-3} = 2221.82 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{96.38}{0.490 - 0.023} = 206.38 \text{ kN}$$

$$F_c = 206,38 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 2221,82 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Donc l'assemblage poteau-poteau (HEA500 – HEA500) est vérifié

## VI.6. Assemblage des éléments de contreventement

### VI.6.1 Contreventement en V [5] [8]

L'assemblage se fait par des boulons ordinaires classe HR10.9-  $\varnothing 18$ . Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec un cornier 2 UPN 280

#### a- Effort sollicitant

$$N_{Sd1} = 445,20 \text{ kN}$$

$$N_{Sd2} = -568,17 \text{ kN}$$

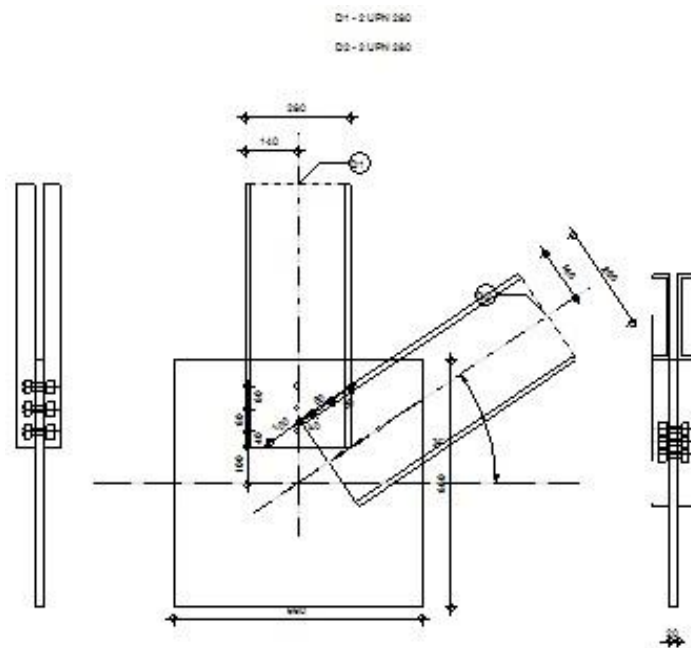


Figure VI.6: Assemblage des contreventements en v

On prend un cordon de  $a = 10 \text{ mm}$

#### b- Choix de diamètre du boulon

Épaisseur de gousset :  $\text{ép} = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$   $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de gousset  $t = 20 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 18 \text{ mm}$ , classe HR 8.8

#### c- Détermination du nombre de boulons :

On prend  $n = 3$  boulons HR pour une file



**d- Disposition constructive des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 24\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 44\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 30\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 60\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

On prend  $e_1 = 40\text{ mm}$  ;  $p_1 = p_2 = 60\text{ mm}$   $e_2 = 140\text{ mm}$

**e- Résistance au glissement d'un boulon :**

$$F_s = K_s \times n \times \mu \times F_p / \gamma_{Ms}$$

$\mu = 0,3$  : coefficient de frottement des pièces

$K_s = 1,0$  : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

$n = 2,0$  : Nombre d'interfaces de frottement

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 192 \times 10^{-3} = 107.520\text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times 107.52}{1.25} = 51.61\text{ KN}$$

**f- Vérification à la traction**

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_u = 0.9 \times F_u \times A_{net} / \gamma_{Mb}$$

$$A_{net} = t \times (h - (2 \times d_0))$$

$h = 280\text{ mm}$  : la hauteur du profilé.

$d_0 = 20\text{ mm}$  : diamètre du trou

$t = 20\text{ mm}$  : épaisseur de la pièce

$$A_{net} = 20 \times [280 - (2 \times 20)] = 4800\text{ mm}.$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 430 \times 4800}{1.25} = 1486.08\text{ KN}$$

$$\text{Avec : } F_u = \frac{N}{n}$$

$n$  : nombre des boulons

$$F_u = \frac{568.17}{3} = 189.39 \text{ KN}$$

$$F_u = 189.39 \text{ KN} \leq N_u = 1486.08 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

### VI.7. Assemblages pied de poteau

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure a l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de la superstructure aux fondations. Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

#### ➤ Pied de poteau HEA500 [5] [8]

On va traiter cet assemblage manuellement, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique HEA500 et le poteau en béton armé.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

**Tableau VI.4 : Les caractéristiques du profilé (HEA500)**

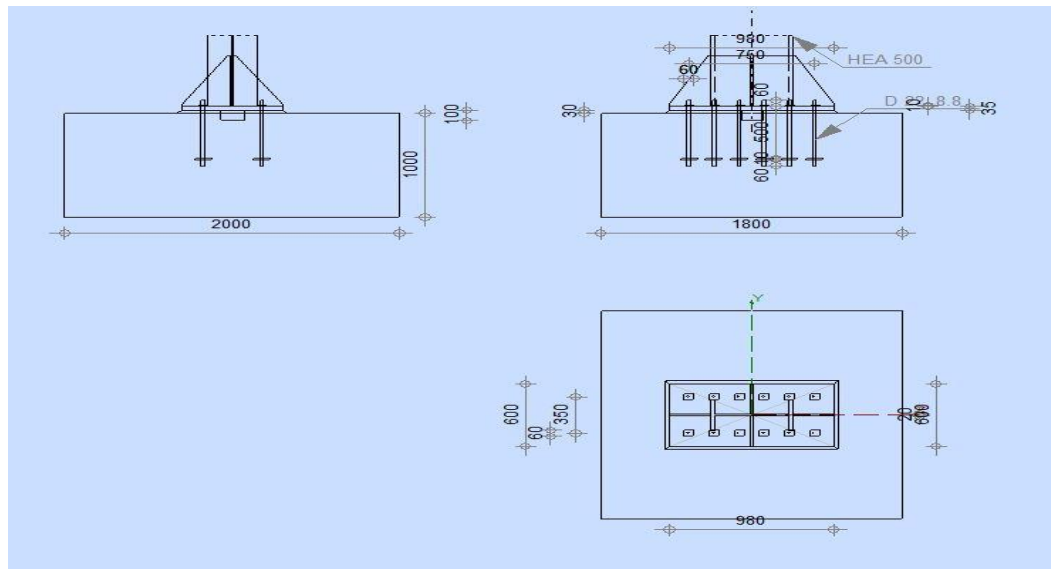
Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEA500	490	300	23	12	197.5

- Platine 980 x 600 x 35 mm.
- 12 tiges M22 de classe 8.8.
- Raidisseur 980 x 600 x 20 mm.
- Bèche HEA 140.
- Soudure 12 mm.

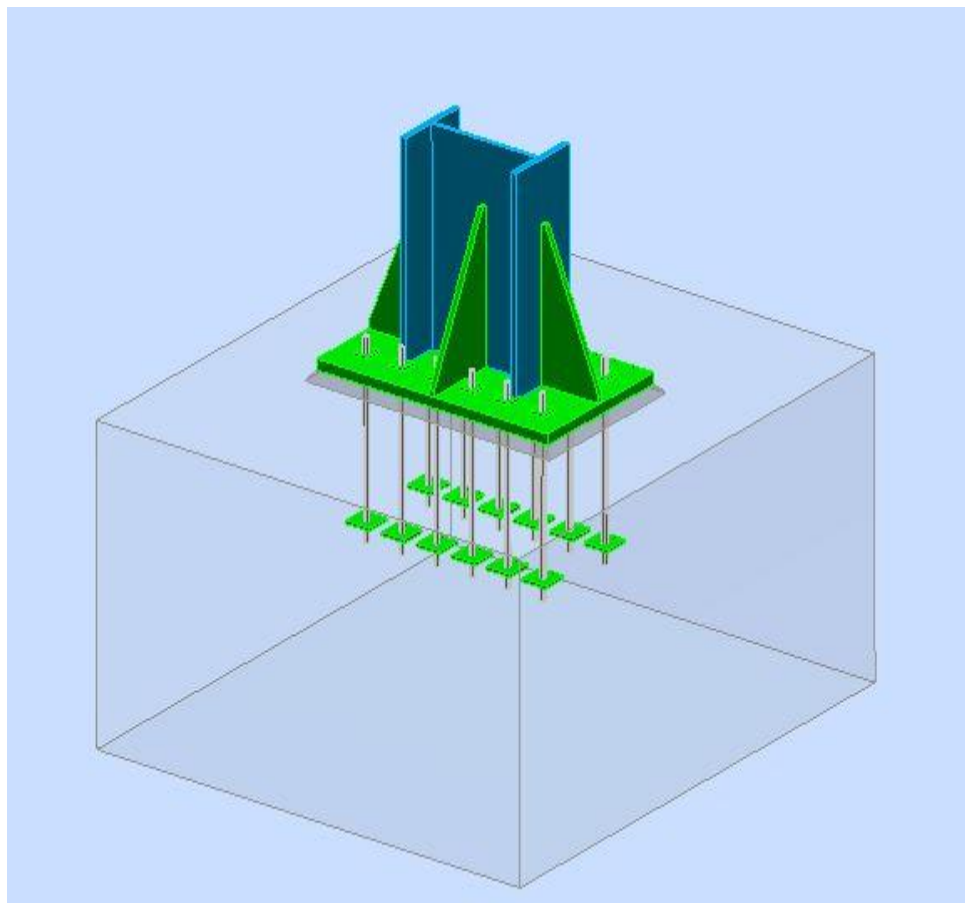
- **Données de calcul :**

➤ Selon la combinaison « G+Q-1,5Ey » on a les valeurs suivantes :

- Effort normal :  $N_{sd} = 79.35 \text{ kN}$
- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 197.16 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant :  $V_{sd} = 60.21 \text{ KN}$



**Figure VI.7:** Assemblage pied de poteau



**Figure VI.8:** Vue en 3D

# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE DES FONDATION**

### VII.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation

- Fondation superficielle
  - Semelle isolée
  - Semelle filante sous mur
  - Semelle filante sous poteaux
  - Semelle filante croisées
  - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

### VII.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol  $\sigma_{sol}$

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

### VII.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol. ( $\sigma_{sol}=2$  bars)

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

#### VII.4. Semelles isolées

Combinaison de charge (ELS)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :  $A = \sqrt{S}$ ,  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

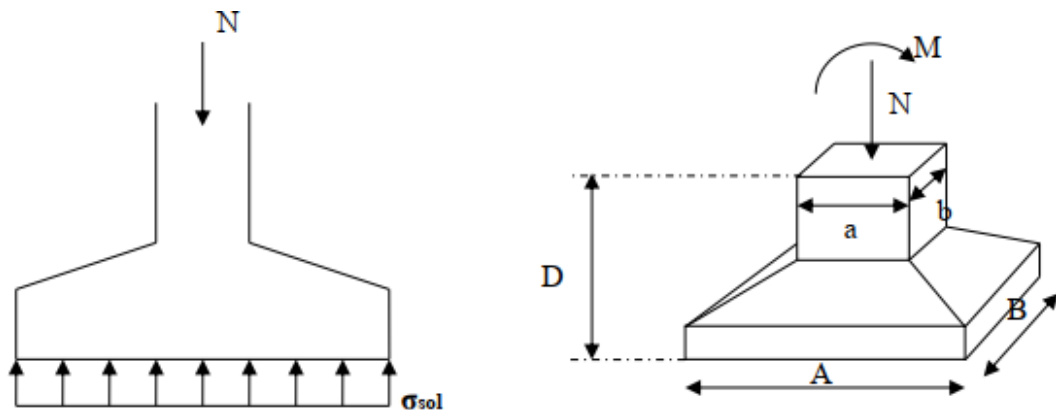


Figure VII.1: Semelle isolée sous poteau.

Pour Vérification l'interférence entre deux semelles Il faut vérifier que :  $L_{\min} > 1,5 \times B$

Tel que  $L_{\min}$  l'entraxe minimum entre deux poteaux.

#### ➤ Exemple de calcul (poteau47)

On a :  $N = 1868,44 \text{ kN}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{1868,44}{200} = 9,34 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 3,06 \text{ m}$$

Il faut vérifie que :  $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

On a :  $L_{\min} = 2,10 \text{ m} \leq 1,5 \times 3,06 = 4,59 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifie}$

- On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

$S_f$ (m <sup>2</sup> )	$S_{total}$ (m <sup>2</sup> )	%
124.20	310.47	40

Donc :

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

### VII.5. Semelles filantes croisées

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$  : Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la file considérée

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

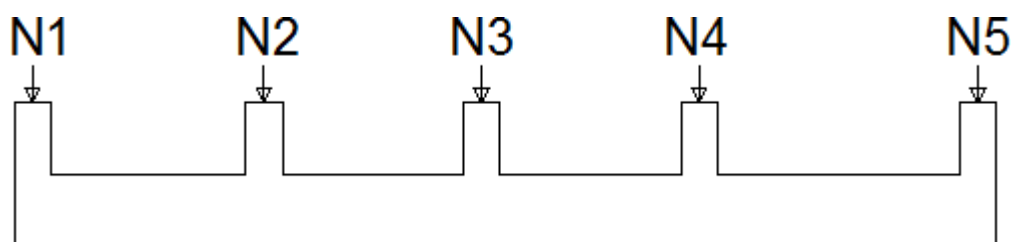


Figure VII.2: forme d'une semelle filante.

**NB :** Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

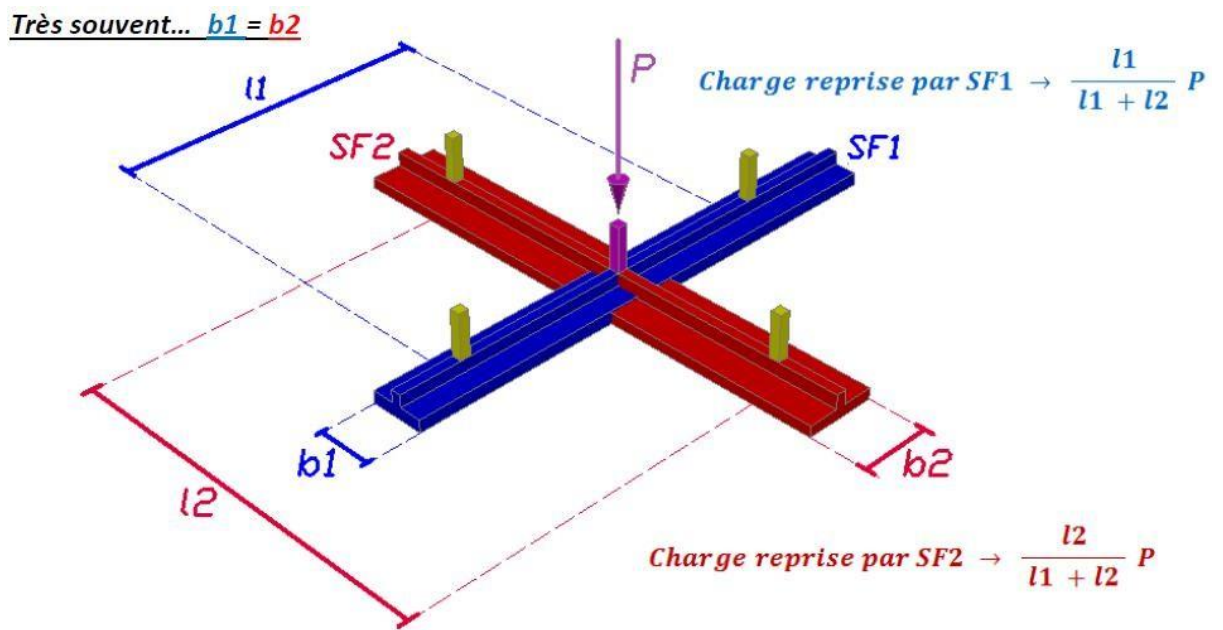


Figure.VII.3 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

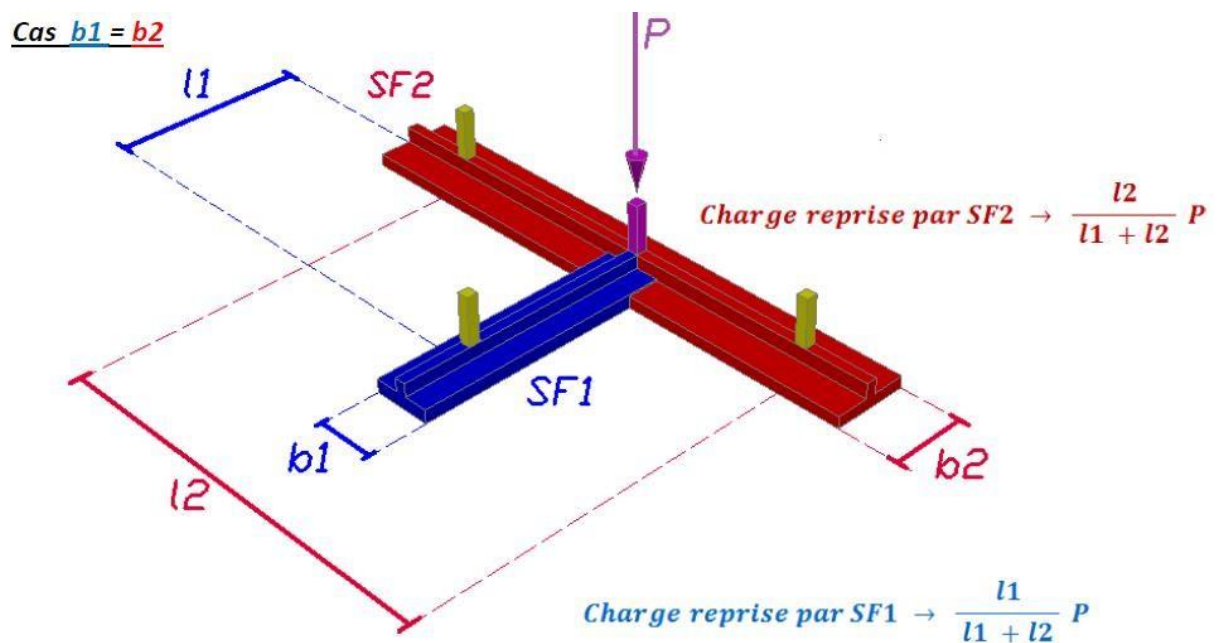


Figure.VII.4 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive



Cas  $b_1 = b_2$

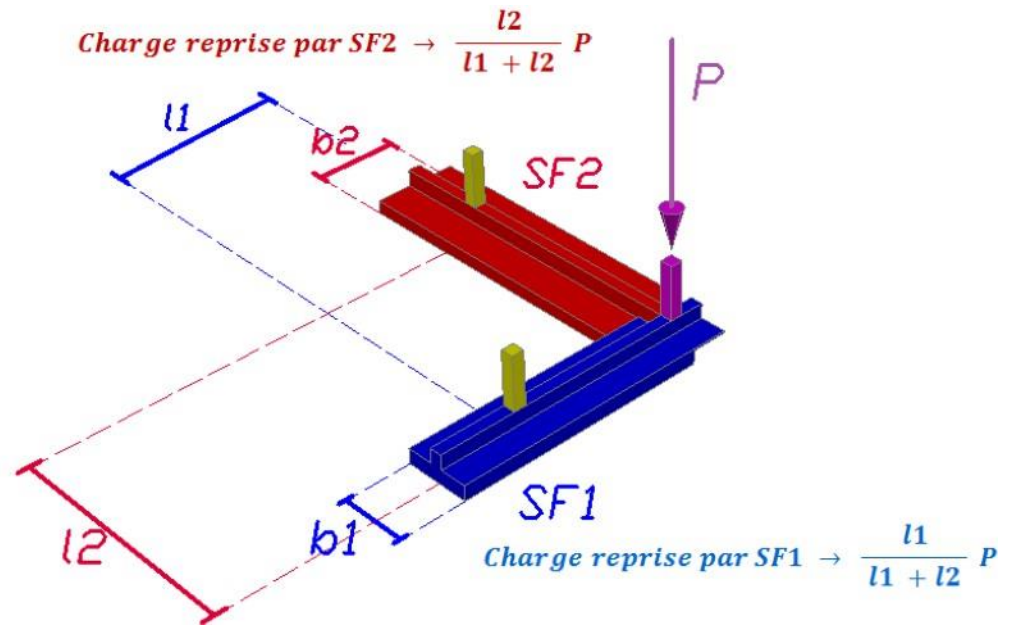


Figure.VII.5 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

VI.5.1 Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau.VI.1 : Section des semelles filante sens x-x

Fille	P (kN)	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	L (m)	B calcul (m)	B choisi (m)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )
SF1	2870.06	200	12.1	1.19	1.5	18.15
SF2	2850.75	200	12.1	1.18	1.5	18.15
SF3	10906.7	200	30.7	1.78	2	61.4
SF4	9647.22	200	30.7	1.58	2	61.4
SF5	628.73	200	4.4	0.71	1	4.4
SF6	9397.30	200	30.7	1.53	2	61.4
SF7	1571.65	200	6.9	1.14	1.5	10.35
SF8	1674.16	200	6.9	1.21	1.5	10.35

## VI.5.1 Les charges qui reviennent pour chaque file

Tableau.VI.2 : Section des semelles filante sens y-y

File	P (kN)	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )
SF1	2900.11	200	14.6	0.99	1	14.6
SF2	4049.37	200	14.2	1.43	1.5	21.3
SF3	1832.21	200	5.5	1.67	2	11
SF4	1882.78	200	5.1	1.85	2	10.2
SF5	3903.44	200	9.25	2.11	2.5	23.13
SF6	1609.06	200	5.1	1.58	2	10.2
SF7	1584.60	200	5.5	1.44	1.5	8.25
SF8	2861.50	200	9.1	1.57	2	18.2
SF9	3543.65	200	14.6	1.21	1.5	21.9
SF10	1320.22	200	5.1	1.29	1.5	7.65
SF11	3466.62	200	9.25	1.87	2	18.5
SF12	1905.44	200	5.1	1.87	2	10.2
SF13	1821.75	200	5.5	1.66	2	11
SF14	4023.18	200	14.2	1.42	1.5	21.3
SF15	2842.62	200	14.6	0.97	1	14.6

Surface de la semelle filante  $S_{sem} = 467.63 \text{ m}^2$

$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{467.63}{482.85} = 96.85 \% > 50 \%$  Donc on opte un radier général pour notre structure.

## VII.6 Radier général

### VII.6.1. Pré dimensionnement du radier

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé.

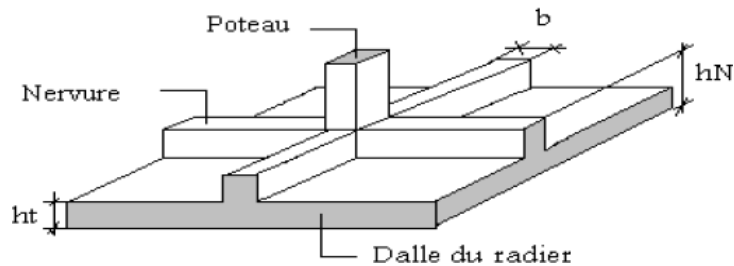


Figure VII.6: Schéma d'un radier

#### 1. La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :  $hd \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$L_{max}$  : La longueur max entre les axes des poteaux.

$$hd \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{555}{20} = 27.75 \text{ cm}$$

Alors on prend  $h_d = 50$  cm pour l'épaisseur de la dalle.

#### 2. La nervure :

##### - Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{555}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{555}{10} \rightarrow 37 \leq h_{N1} \leq 55.5$$

On prend  $h_{N1} = 50$  cm

##### - Largeur de la nervure :

$$B \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{555}{10} = 55.5 \text{ cm}$$

On prend  $B = 60$  cm

- **Condition de la raideur (rigidité) :**

Pour étudier le raideur, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

$$\text{suivante : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent (E=20 000 MPa).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

K=0,5[kg/cm<sup>3</sup>] → pour un très mauvais sol.

K=4 [kg/cm<sup>3</sup>] → pour un sol de densité moyenne.

K=12[kg/cm<sup>3</sup>] → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → K=4 [kg/cm<sup>3</sup>].

$$\text{On aura } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN :

$$L_{\max} = 5.55 \text{ m}$$

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \left(\frac{2 \times 5.55}{\pi}\right)^4}{20000}} = 97.79 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h_{n2} = 100 \text{ cm}$$

a partir des deux conditions :  $h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2})$  on prend  $h_n = 100 \text{ cm}$

donc : - l'épaisseur de la dalle du radier  $h_{\text{rad}} = 0.50 \text{ m}$

- Les dimensions de la nervure :  $h_n = 1 \text{ m}$  et  $b = 0.6 \text{ m}$

### VII.6.2. Caractéristiques géométriques du radier

• **Position du centre de gravité :**

-  $X_G = 15,32 \text{ m}$

-  $Y_G = 10,18 \text{ m}$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 19559.41 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 47500.71 \text{ m}^4$$

### 3. Les vérifications nécessaires du radier manuellement :

- **Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$

avec

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h.$$

$N_r$  : effort normal de la structure.

$M_0$  : Moment à la base de la structure.

$V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.

$B$  : la largeur du radier.

$M_R$  sont tirés à partir du logiciel Robot .

- Suivant le sens x-x

$$B_x = 30.7 \text{ m}$$

$$\frac{B_x}{4} = \frac{30.7}{4} = 7.68 \text{ m.}$$

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times (588,68 \times 0,50 + (118 + 136,7) \times 0,5 \times 0,6) = 9268,75 \text{ kN.}$$

$$N_{ser} = 39546.56 + 9268.75 = 48815.31 \text{ kN.}$$

$$M_{R_x} = 79341,39 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{79341.39}{48815.31} = 1.63 \text{ m} \leq \frac{b_x}{4} = 7.68 \text{ m condition vérifier}$$

- Suivant le sens y-y :

$$B_y = 19,7 \text{ m}$$

$$M_{Ry} = 118105.1 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{118105.1}{48815.31} = 2.42 \text{ m} \leq \frac{bx}{4} = 4.93 \text{ m} \text{ condition vérifier}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

- **Vérification des contraintes :**

- **Sollicitation du premier genre :**

$$\text{On doit vérifier que } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol}^-$$

$$\frac{48815.31}{588.68} = 82.92 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol}^- = 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

$$\text{Avec } \sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I} V ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} V ; \sigma_{moy} = \frac{3\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4}$$

A l'ELU :

$$N_{ELU} = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré}$$

$$N_{ELU} = 54347.07 + 1.35 \times 9268.75$$

$$N_{ELU} = 66859.88 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement

$$M_{Rx} = 79341,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ry} = 118105.1 \text{ kN.m}$$

$$S_{rad} = 588,68 \text{ m}^2.$$

$$I_{xx} = 19559.41 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 47500.71 \text{ m}^4.$$

V : centre de gravité

$$V_x = 15,32 \text{ m.}$$

$$V_y = 10,18 \text{ m.}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans les tableau suivants

**Tableau VII.3:** Contrainte sous le raider à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	175.72	51.43	$\frac{144.6}{5}$
Sens y-y	138.89	88.26	$\frac{126.2}{3}$
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

A l'ELS :

$N_{\text{ELS}} = 48815.31 \text{ kN}$ .

$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$ .

**Tableau VII.4:** Contrainte sous le raider à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	145.07	20.79	114
Sens y-y	108.23	57.61	95.58
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300$ 1	$\sigma_2^{\min} > 0$ 2	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### VII.6.3 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

## a) Ferrailage de la dalle du radier ;

## ❖ Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU} : q_U = \sigma_u \cdot 1m = 144,65 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1m = 114 \text{ kN/m.}$$

## ❖ Calcul des efforts :

Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{Sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

## • Panneau de rive :

- **Moment en travée** :  $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui** :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{x,y}$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$$
 (autre appui)

## • Panneau intermédiaire :

- **Moment en travée** :  $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui** :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$  (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5 M_0 \text{ et } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.



Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	qu (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
5.1	5.5	0.93	0.0428	0.8450	144.65	161.03	136.88	136.07	115.66	80.52

**Tableau VII.6:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	q <sub>ser</sub> (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
5.1	5.5	0.93	0.050	0.8939	114	148.26	126.02	132.53	112.65	74.13

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=50\text{cm}$  ;  $d=45\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7:** Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	136.88	7.22	5HA14	7.70
	Y-Y	115.66	6.01	4HA14	6.16
Appui	XX-YY	80.52	4.55	4HA14	6.16

• **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min (150 ; 33)$$

**Travée :**

- Sens X :  $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y :  $St \frac{100}{4} = 20 < 33 \text{ cm}$

on prend  $St = 20 \text{ cm}$

**Appui :**

- Les deux sens :  $St \frac{100}{4} = 20 < 33 \text{ cm} \rightarrow$  on prend  $St = 20 \text{ cm}$

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 4.83 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2 \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} \text{ et } \sigma_s < \sigma_s^-$$

**Tableau VII.8:** Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> <sup>-</sup> (MPa)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
Trav	x-x	126.02	12.23	5.5	15	250	250	25.13	8HA20	4.2	125.4	Oui
	y-y	112.65	10.91	5.1	15	249.2	250	25.13	8HA20	3.7	112.1	Oui
App	x-x	74.13	7.05	1.7	15	20.1	250	12.06	6HA16	1.6	19.3	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \tau_u^- = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd}$$

$$Tu = \frac{ql}{2} \rightarrow Tu = \frac{144.65 \times 5.1}{2} = 368.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{368.86 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.82 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de nervure :**

- **Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{144.65 \times 5.1^2}{8} = 470.29 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :  $b = 60\text{cm}$  ;  $h = 100\text{ cm}$  ;  $d = 90\text{ cm}$

**Tableau VII.9:** Calcul du ferraillage de la nervure.

	$M_u$ (kNm)	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	399.75	9.9	10HA14	15.39
Appui	235.15	5.8	10HA14	15.39

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.22 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée .}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} \text{ et } \sigma_s < \sigma_s^-$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{114 \times 5.1^2}{8} = 370.64 \text{ kN.m}$$

**Tableau VII.10:** Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>hc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> <sup>-</sup> (MPa)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
Trav	315.04	14.42	5.3	15	250	250	15.39	10HA14	5.1	234.8	Oui
App	185.32	8.31	1.8	15	23.3	250	10.05	5HA16	1.8	23.2	Oui

**Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \tau_u^- = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd}$$

$$Tu = \frac{ql}{2} \rightarrow Tu = \frac{144.65 \times 5.1}{2} = 368.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{368.86 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.68 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

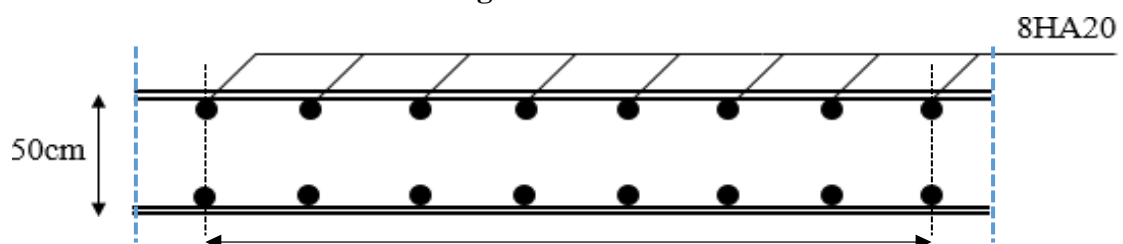
**➤ Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 100 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 100 \text{ (Fissuration préjudiciable)} \rightarrow A_p = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3T12 comme armature de peau.  $A_p = 3.39 \text{ cm}^2$

**➤ Schéma de ferrailage :****Figure VII.7:** Ferrailage de la dalle du radier.

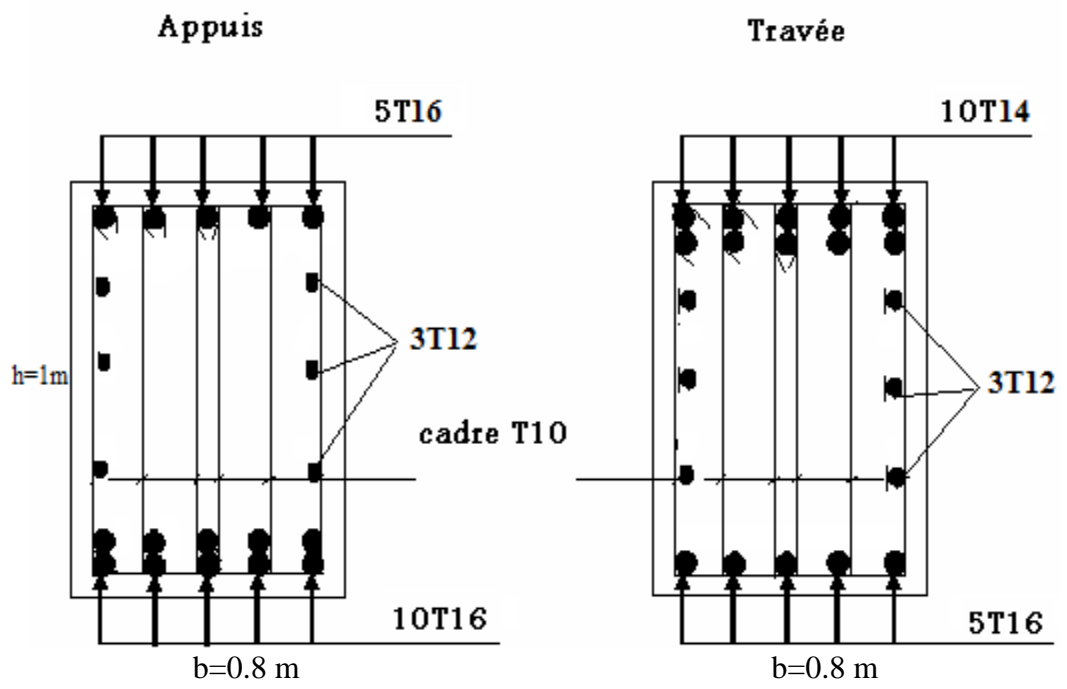


Figure VII.8: Ferrailage de la nervure de 1 m.

## CONCLUSION GENERALE

---

Nous arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion d'appliquer et d'approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation d'ingénieur.

Les différents éléments de la structure sont dimensionné à l'ELS puis vérifié sous les combinaisons les plus défavorables pour assurer la stabilité de la structure sous différentes charges (sismique à l'ELU...) suivant les règles mises au point par les différents règlements et même sur la pratique des logiciels technique tel que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ; AUTOCAD.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants et dans différents niveaux.

La réalisation de ce document nous a permis de comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt de garantir la sécurité de la construction ainsi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, a il nous a permis acquérir des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

## Références bibliographiques

- [1] : Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [2] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97  
";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [3] Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études.**
- [4] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- [5] : EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] : EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1,règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] : Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [8] : Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI.**
- [9] : Calcul des éléments résistants d'une construction métallique, **Mr Lahlou DAHMANI.**
- [10] : EC2, Calcul des structures en béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments

# **ANNEXES**





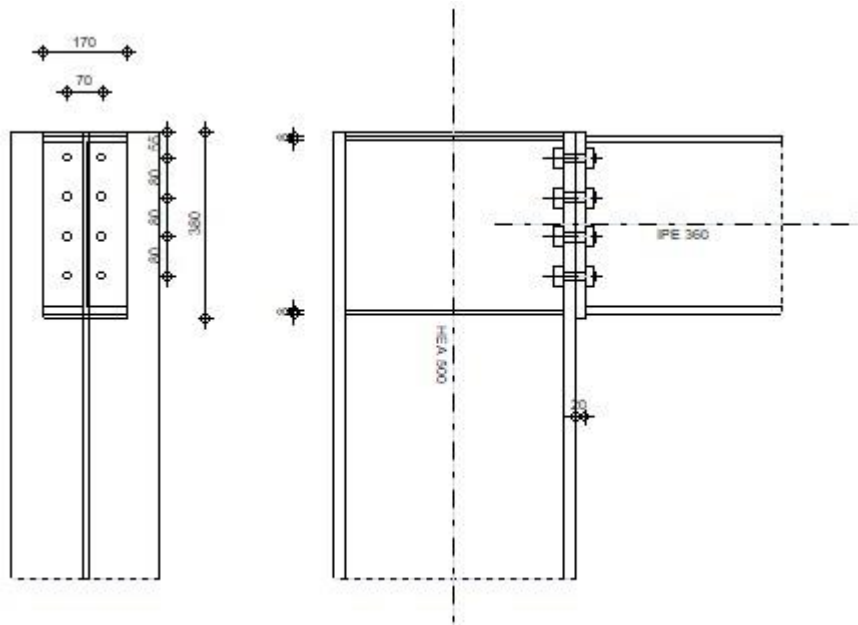
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
0,75



### GENERAL

Assemblage N°: 1  
Nom de l'assemblage: Angle de portique  
Noeud de la structure: 74  
Barres de la structure: 37, 2877

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEA 500  
Barre N°: 37  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E28  
 $f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### POUTRE

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 2877  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

## **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 176,40$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 55$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 80; 80; 80$  [mm]

## **PLATINE**

$h_p = 380$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 170$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{yp} = 275,00$  [MPa] Résistance

## **RAIDISSEUR POTEAU**

### **Supérieur**

$h_{su} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ysu} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **Inférieur**

$h_{sd} = 444$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ysu} = 275,00$  [MPa] Résistance

## **SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 9$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur

## **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## **EFFORTS**

---

## Etat limite: ultime

Cas: 8: G+Q+VX (1+2+4) \*1.00

$M_{b1,Ed} =$	84,17	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	87,33	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-0,60	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	-74,35	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-36,76	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-1048,09	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	24,56	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	45,99	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-1173,82	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

## RESULTATS

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### COMPRESSION

$A_b =$  72,73 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} =$  2000,08 [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} =$  35,14 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} =$  557,89 [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,16 < 1,00 **vérifié** (0,16)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$  1019,15 [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} =$  280,27 [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$  1019,15 [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} =$  280,27 [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

#### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$  280,27 [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f =$  347 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} =$  806,99 [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### RESISTANCES DU POTEAU

#### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$  84,17 [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} =$  0,00 [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} =$  -36,76 [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} =$  45,99 [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z =$  269 [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} =$  354,32 [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} =$  74,7/2 [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} =$  74,7/2 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s =$  352 [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} =$  10,9/1 [kN\*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} =$  1,32 [kN\*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} = 74,7$	$[cm^2]$	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,32$	$[kN*m]$	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 1137,20$	$[kN]$	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,31 < 1,00$	vérifié (0,31)

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$	$[mm]$	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 328$	$[mm]$	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{wc} = 74,72$	$[cm^2]$	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,86$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 69,73$	$[MPa]$	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)]
$A_s = 18,47$	$[cm^2]$	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1436,06$	$[kN]$	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 390$	$[mm]$	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,01$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,80$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 4,41$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1247,38$	$[kN]$	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 1247,38$	$[kN]$	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

### AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$	$[mm]$	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 328$	$[mm]$	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{wc} = 74,72$	$[cm^2]$	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,86$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 69,73$	$[MPa]$	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)]
$A_s = 18,47$	$[cm^2]$	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1436,06$	$[kN]$	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 390$	$[mm]$	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,01$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,80$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 4,41$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1247,38$	$[kN]$	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1247,38$	$[kN]$	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

## PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	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	7	-	115	-	80	46	59	46	59	103	13	13	13

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
2	7	-	115	-	80	46	173	46	173	160	80	80	80
3	7	-	115	-	80	46	173	46	173	160	80	80	80
4	7	-	115	-	80	46	59	46	59	103	13	13	13

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	24	-	50	-	80	152	189	152	189	156	150	150	150
2	24	-	50	-	80	152	159	152	159	160	80	80	80
3	24	-	50	-	80	152	159	152	159	160	80	80	80
4	24	-	50	-	80	152	159	152	159	156	120	120	120

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \min ( N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 2000,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 366,44 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{-- résistance de la semelle du poteau à la flexion}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{-- résistance de l'âme du poteau à la traction}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{-- résistance de la platine fléchie à la flexion}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{-- résistance de l'âme à la traction}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \min ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \min ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F <sub>1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>1,Rd</sub> = Min ( F <sub>1,Rd,comp</sub> )	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 352,80	352,80	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 152,88	152,88	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 352,80	352,80	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 334,68	334,68	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 732,87	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd/β</sub> = 1137,20	1137,20	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 1247,38	1247,38	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 806,99	806,99	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F <sub>2,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>2,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>2,Rd</sub> = Min ( F <sub>2,Rd,comp</sub> )	148,16	Résistance d'une rangée de boulon

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 334,68$	334,68	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{i,Rd} = 1137,20 - 152,88$	984,32	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 1247,38 - 152,88$	1094,50	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 806,99 - 152,88$	654,10	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 705,60 - 152,88$	552,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 301,04 - 152,88$	148,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 623,77 - 152,88$	470,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 505,04 - 152,88$	352,16	Ame de la poutre - traction - groupe

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	152,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 334,68$	334,68	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{i,Rd} = 1137,20 - 301,04$	836,16	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 1247,38 - 301,04$	946,34	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 806,99 - 301,04$	505,94	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 705,60 - 148,16$	557,44	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 506,70 - 148,16$	358,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 301,04$	757,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 542,89 - 301,04$	241,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 553,54 - 148,16$	405,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 352,00 - 148,16$	203,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 900,54 - 301,04$	599,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 681,04 - 301,04$	380,00	Ame de la poutre - traction - groupe

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	124,44	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 152,88$	152,88	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 334,68$	334,68	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{i,Rd} = 1137,20 - 453,92$	683,27	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1247,38 - 453,92$	793,46	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 806,99 - 453,92$	353,06	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 705,60 - 152,88$	552,72	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 301,04 - 152,88$	148,16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 301,04$	757,36	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 542,89 - 301,04$	241,84	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1411,20 - 453,92$	957,28	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 578,36 - 453,92$	124,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 593,59 - 152,88$	440,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 439,28 - 152,88$	286,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 870,36 - 301,04$	569,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 615,28 - 301,04$	314,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1217,36 - 453,92$	763,44	Platine d'about - traction - groupe

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd}(4 + 3 + 2 + 1) - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 944,32 - 453,92$	490,40	Ame de la poutre - traction - groupe

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>ij,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	309	152,88	352,80	152,88	352,80	334,68	352,80	732,87
2	229	148,16	352,80	152,88	352,80	334,68	352,80	732,87
3	149	152,88	352,80	152,88	352,80	334,68	352,80	732,87
4	69	124,44	352,80	152,88	352,80	334,68	352,80	732,87

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 112,51 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,75 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,75)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 150,80 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 311,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 308,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F <sub>ij,Rd,N</sub>	F <sub>ij,Ed,N</sub>	F <sub>ij,Rd,M</sub>	F <sub>ij,Ed,M</sub>	F <sub>ij,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	352,80	-0,15	152,88	114,37	114,22	231,85
2	352,80	-0,15	148,16	110,84	110,69	234,00
3	352,80	-0,15	152,88	114,37	114,22	231,85
4	352,80	-0,15	124,44	93,09	92,94	244,84

F<sub>ij,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F<sub>ij,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F<sub>ij,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F<sub>ij,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F<sub>ij,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 942,54 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 89,11 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 53,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 35,83 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 19093,36 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -57,56 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -46,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 24,37 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 115,11 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,30)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 102,29 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 57,56 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	68	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	6	[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	3,69	78,58
1	309	0	338	76	0	0,70	21,65
2	229	1	1256	41	1	1,71	39,24
3	149	1	1256	41	1	1,12	16,61
4	69	0	338	61	0	0,16	1,08

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 213 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 2 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 74,72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 213 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 14604,86 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,37 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 10699,00 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 86749,86 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5421,87 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

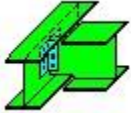
$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

#### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,75
--	-------	------





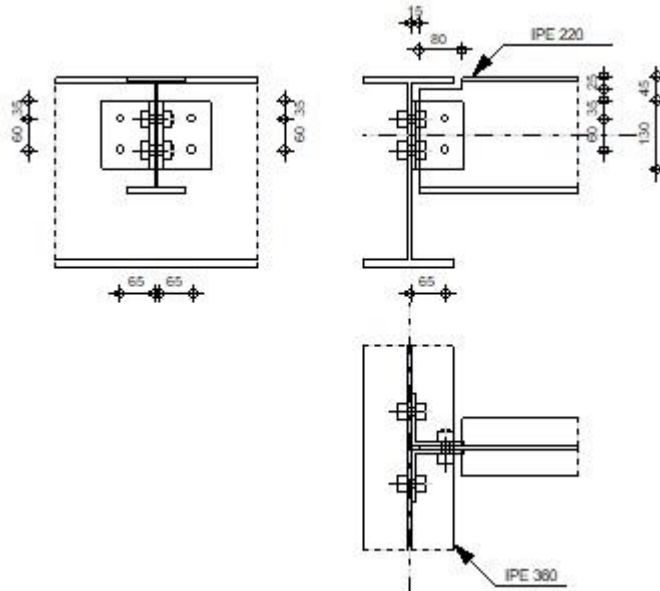
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,41



## GENERAL

Assemblage N°: 2  
Nom de l'assemblage: Poutre-poutre (âme)  
Noeud de la structure: 1391  
Barres de la structure: 3407, 1611

## GEOMETRIE

### POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 3407

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_g = 360$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b_{fg} = 170$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_{wg} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_{fg} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r_g = 18$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A_p = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_{yp} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E28

$f_{yg} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{ug} = 405,00$  [MPa] Résistance à la traction

### POUTRE

Profilé: IPE 220

Barre N°: 1611

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 220$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_b =$	110	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	33,37	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	2771,84	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28			
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	405,00	[MPa]	Résistance à la traction

## ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	80	[mm]	Longueur de l'encoche

## CORNIERE

Profilé: CAE 100x10			
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau: ACIER E28			
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	405,00	[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 =	8.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

### **BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

Cas: 8: G+Q+VX (1+2+4) \*1.00

$N_{b,Ed} =$	0,62	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	1,29	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	1,65	[kN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

#### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	77,2	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un	$F_{v,Rd} =$	
=	1	] boulon		$0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$	
$F_{t,Rd} =$	90,4	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} =$	$0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$
=	3	]			

#### Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

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	
$F_{b,Rd1x} =$	103,68	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié	
$\alpha_{bz} =$	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,86 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd1z} =$	89,28	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	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	
$\alpha_{bx} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2x} =$	84,00	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	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	
$\alpha_{bz} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,65 > 0,00	vérifié	
$F_{b,Rd2z} =$	84,00	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

### FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

#### cisaillement des boulons

$e =$  68 [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 =$  0,04 [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$e =$	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$F_{Vz} =$	0,32 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 *  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} =$	0,73 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	0,73 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	0,32 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	0,80 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	84,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	84,00 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$		$ 0,73  < 84,00$	vérifié (0,01)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$		$ 0,32  < 84,00$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$0,80 < 77,21$	vérifié (0,01)

### Traction des boulons

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} =$	0,87 [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} =$	14,67 [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$14,67 < 90,43$	vérifié (0,16)

### Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} =$	0,80 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,13 < 1,00$	vérifié (0,13)

## BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	154,4 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée 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 $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,93	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,93 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	70,80 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	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
$\alpha_{bz} =$	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	65,84 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	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
$\alpha_{bx} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	168,00 [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50	$> 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,65	$> 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} =$	168,00	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

## FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

### cisaillement des boulons

$e =$	69	[mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 =$	1,74	[kN*m] Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} =$	0,31	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} =  N_{b,Ed}  / n$
$F_{Vz} =$	0,64	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} =$	29,0	[kN] Force résultante dans le boulon due au moments sur la direction x	$F_{Mx} =  M_0  \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00	[kN] Force résultante dans le boulon due au moments sur la direction z	$F_{Mz} =  M_0  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	29,3	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	0,64	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	29,3	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	70,8	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} =$	65,8	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	29,34	$< 70,80$	<b>vérifié</b> (0,41)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	0,64	$< 65,84$	<b>vérifié</b> (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	29,35	$< 154,42$	<b>vérifié</b> (0,19)

## VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

### CORNIERE

$A_{nt} =$	4,20	[cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	5,20	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	218,64	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	10,31	$< 218,64$	<b>vérifié</b> (0,00)

### POUTRE

$A_{nt} =$	2,48	[cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	4,84	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	157,10	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	10,62	$< 157,10$	<b>vérifié</b> (0,00)

## VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

### CORNIERE

$A_{nt} =$	2,60	[cm <sup>2</sup> ] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	6,80	[cm <sup>2</sup> ] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	150,0	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ 0,5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{eff,Rd}$	$ 0,64  < 150,08$	<b>vérifié</b>	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

### POUTRE

$A_{nt} = 2,42 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,19 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone de la section en traction

$V_{eff,Rd} = 121,62 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$V_{eff,Rd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ V_{b,Ed}  \leq V_{eff,Rd}$	$ 1,29  < 121,62$	<b>vérifié</b>	(0,01)
------------------------------	-------------------	----------------	--------

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,55 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,75 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,65 < 0,85$

$W_{net} = 27,22 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,48 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,87  < 7,48$	<b>vérifié</b>	(0,12)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

$A_v = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace en cisaillement  $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$A_{v,net} = 9,40 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v \cdot n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 206,40 \text{ [kN]}$  Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$ 0,5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,64  < 206,40$	<b>vérifié</b>	(0,00)
---------------------------------------	-------------------	----------------	--------

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5,82 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,76 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,74 < 0,85$

$W_{net} = 34,95 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 9,61 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,74  < 9,61$	<b>vérifié</b>	(0,18)
--------------------------	-----------------	----------------	--------

$A_v = 11,51 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace en cisaillement

$A_{v,net} = 9,38 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace nette en cisaillement  $A_{v,net} = A_v \cdot n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 182,67 \text{ [kN]}$  Résistance plastique de calcul pour le cisaillement  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 1,29  < 182,67$	<b>vérifié</b>	(0,01)
---------------------------	-------------------	----------------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,41



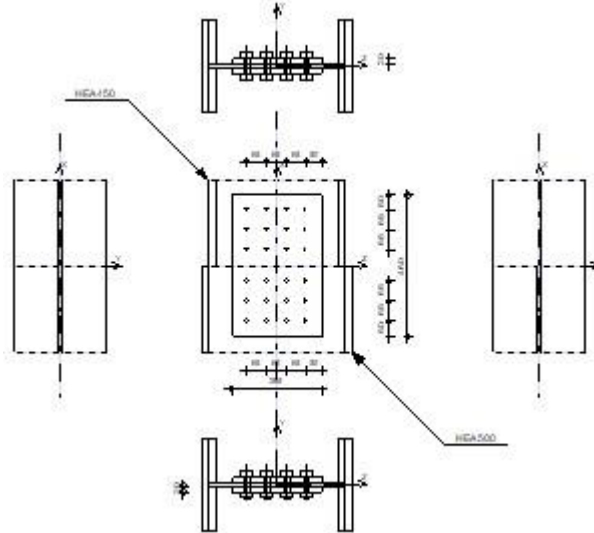
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

# Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
0,98



## GENERAL

Assemblage N°: 3  
Nom de l'assemblage: Epissure du poteau  
Noeud de la structure: 411  
Barres de la structure: 452, 641

## POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 500

$h_{c1} = 490$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fc1} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wc1} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fc1} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{c1} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{c1} = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yc1} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yc1} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc1} = 405,00$  [MPa]

## POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 450

$h_{c2} = 440$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fc2} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wc2} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fc2} = 21$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{c2} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{c2} = 178,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yc2} = 63721,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yc2} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc2} = 405,00$  [MPa]

## ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 460$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pw} = 295$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pw} = 20$  [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ypw} = 275,00$  [MPa] Résistance de calcul  
 $f_{upw} = 405,00$  [MPa] Résistance à la traction

## PAROI INFERIEURE

### **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 20$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,92$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 550,00$  [MPa] Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 800,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 50$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_2 = 65$  [mm] Ecartement  
 $p_1 = 65$  [mm] Entraxe

## PAROI SUPERIEURE

### **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 20$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,92$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 550,00$  [MPa] Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 800,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 50$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_2 = 65$  [mm] Ecartement  
 $p_1 = 65$  [mm] Entraxe

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## EFFORTS

---

Cas: Calculs manuels



## ETAT LIMITE: ULTIME

$N_{Ed1} =$	-448,84	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed1} =$	-0,87	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed1} =$	59,88	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} =$	82,55	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{z,Ed1} =$	-1,42	[kN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} =$	-395,85	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2} =$	1,11	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2} =$	-59,78	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} =$	-96,38	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{z,Ed2} =$	1,61	[kN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### PAROI INFERIEURE


#### Effort axial

Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i$ [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 118,00$	-448,84	-	$N_{Ed,pw} = -448,84$


$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

#### Effort tranchant Z

Platine	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 118,00$	$V_{z,Ed,pw} = 59,88$

#### Effort tranchant Y

Platine	$A_{y,i}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,pw} = 118,00$	$V_{y,Ed,pw} = -0,87$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (2 * A_{pw})$$

#### Moment fléchissant Y

Platine	$I_{y,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 8557,46$	82,55	$M_{y,Ed,pw} = 82,55$

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw})$$

#### Moment fléchissant Z

Platine	$I_{z,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pw} = 341,41$	$M_{z,Ed,pw} = -1,42$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (2 * I_{z,pw})$$

## BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 195,4$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un  
= 3 ] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur l'âme du poteau

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

$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 145,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
<b>Direction z</b>		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 145,80$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
<b>Pression du boulon sur la plaquette</b>		
<b>Direction x</b>		
$k_{1x} = 2,50$	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
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 486,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
<b>Direction z</b>		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 486,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$


## ETAT LIMITE: ULTIME

### cisaillement des boulons

$e_0 = 115$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c - 1) * p_2)$
$M_y = 89,4$ [kN* 4 m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$
$F_{xN} = 37,4$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{xN} =  N_{Ed,pw}  / n_b$
$F_{z,Vz} = 4,99$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} =  V_{z,Ed,pw}  / n_b$
$F_{xMy} = 89,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{xMy} =  M_y  * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{zMy} = 59,8$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{zMy} =  M_y  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{xEd} = 127,14$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{xEd} = F_{xN} + F_{xMy}$
$F_{zEd} = 64,81$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{zEd} = F_{z,Vz} + F_{zMy}$
$F_{Ed} = 142,71$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{xEd}^2 + F_{zEd}^2}$
$F_{Rd,x} = 145,80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 145,80$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{xEd}  \leq F_{Rd,x}$	$ 127,14  < 145,80$	vérifié (0,87)
$ F_{zEd}  \leq F_{Rd,z}$	$ 64,81  < 145,80$	vérifié (0,44)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$142,71 < 195,43$	vérifié (0,73)

## VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

### POTEAU

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		32,70	15,60	59,88 (*1)	771,90 (*)	0,08	vérifié

$$(*1) V_0 = V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

## ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		35,00	26,00	29,94 (*1)	976,90 (*)	0,03	vérifié

$$(*1) V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

## VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

### POTEAU

$A_t = 52,18$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 38,27$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,66 < 0,85
$W = 3549,99$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 3549,99$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 976,25$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 82,55  < 976,25$	vérifié (0,08)
$A = 197,54$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 187,94$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 5432,35$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 5480,33$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -448,84$ [kN]		$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -448,84  < 5480,33$	vérifié (0,08)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -448,84  < 5432,35$	vérifié (0,08)
$A_v = 58,80$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 49,20$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 933,58$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ 59,88  < 933,58$	vérifié (0,06)

### ÉCLISSE D'AME

$A_t = 22,22$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 18,22$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		0,74 < 0,85
$W = 290,08$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 275,59$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 75,79$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 44,72  < 75,79$	vérifié (0,59)
$A = 59,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 43,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1622,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1253,88$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -224,42$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -224,42  < 1253,88$	vérifié (0,18)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -224,42  < 1622,50$	vérifié (0,14)
$A_v = 59,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p \cdot t_p$
$A_{v,net} = 43,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
$V_{pl,Rd} = 936,75$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ 29,94  < 936,75$	vérifié (0,03)

## PAROI SUPERIEURE

### Effort axial

Platine	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS N <sub>i</sub> [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N <sub>i</sub> (M <sub>y,Ed</sub> ) [kN]	Force résultante N <sub>Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>pw</sub> = 118,00	-395,85	-	N <sub>Ed,pw</sub> = -395,85

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

#### Effort tranchant Z

Platine	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>zEd,i</sub> [kN]
	A <sub>z,pw</sub> = 118,00	V <sub>z,Ed,pw</sub> = -59,78

#### Effort tranchant Y

Platine	A <sub>y,i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>yEd,i</sub> [kN]
	A <sub>y,pw</sub> = 118,00	V <sub>y,Ed,pw</sub> = 1,11

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (2 * A_{pw})$$

#### Moment fléchissant Y

Platine	I <sub>yi</sub> [cm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS M <sub>yi</sub> [kN*m]	Force résultante M <sub>y,Ed,i</sub> [kN*m]
	I <sub>y,pw</sub> = 8557,46	-96,38	M <sub>y,Ed,pw</sub> = -96,38

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw})$$

#### Moment fléchissant Z

Platine	I <sub>zi</sub> [cm <sup>4</sup> ]	M <sub>zi</sub> [kN*m]
	I <sub>z,pw</sub> = 341,41	M <sub>z,Ed,pw</sub> = 1,61

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (2 * I_{z,pw})$$

## BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

### RESISTANCE DES BOULONS

F<sub>v,Rd</sub> 195,4 [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un  
= 3 ] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_w * m / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

k<sub>1x</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1x</sub> = min[2.8\*(e<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 1.4\*(p<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]  
k<sub>1x</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α<sub>bx</sub> = 0,83 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> α<sub>bx</sub> = min[e<sub>2</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), p<sub>2</sub>/(3\*d<sub>0</sub>)-0.25, f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]  
α<sub>bx</sub> > 0.0 0,83 > 0,00 **vérifié**

F<sub>b,Rd1x</sub> = 139,72 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd1x</sub> = k<sub>1x</sub> \* α<sub>bx</sub> \* f<sub>u</sub> \* d \* Σt / γ<sub>M2</sub>

Direction z

k<sub>1z</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1z</sub> = min[2.8\*(e<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 1.4\*(p<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]  
k<sub>1z</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α<sub>bz</sub> = 0,83 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> α<sub>bz</sub> = min[e<sub>1</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), p<sub>1</sub>/(3\*d<sub>0</sub>)-0.25, f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]  
α<sub>bz</sub> > 0.0 0,83 > 0,00 **vérifié**

F<sub>b,Rd1z</sub> = 139,72 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd1z</sub> = k<sub>1z</sub> \* α<sub>bz</sub> \* f<sub>u</sub> \* d \* Σt / γ<sub>M2</sub>

#### Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

k<sub>1x</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1x</sub> = min[2.8\*(e<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 1.4\*(p<sub>1</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]  
k<sub>1x</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

α<sub>bx</sub> = 0,83 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> α<sub>bx</sub> = min[e<sub>2</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), p<sub>2</sub>/(3\*d<sub>0</sub>)-0.25, f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]  
α<sub>bx</sub> > 0.0 0,83 > 0,00 **vérifié**

F<sub>b,Rd2x</sub> = 486,00 [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F<sub>b,Rd2x</sub> = k<sub>1x</sub> \* α<sub>bx</sub> \* f<sub>u</sub> \* d \* Σt / γ<sub>M2</sub>

Direction z

k<sub>1z</sub> = 2,50 Coefficient pour le calcul de F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1z</sub> = min[2.8\*(e<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 1.4\*(p<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>)-1.7, 2.5]

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 486,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$


## ETAT LIMITE: ULTIME

### cisaillement des boulons

$e_0 = 115$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$M_y = 103,25$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$
$F_{xN} = 32,99$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{xN} =  N_{Ed,pw}  / n_b$
$F_{z,Vz} = 4,98$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} =  V_{z,Ed,pw}  / n_b$
$F_{x,My} = 103,60$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} =  M_y  * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 69,07$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} =  M_y  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 136,59$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{xN} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 74,05$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 155,37$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 139,72$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 139,72$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 136,59  < 139,72$	<b>vérifié</b> (0,98)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 74,05  < 139,72$	<b>vérifié</b> (0,53)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$155,37 < 195,43$	<b>vérifié</b> (0,79)

## VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

### POTEAU

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		28,46	14,95	-59,78 (*1)	694,09 (*)	0,09	<b>vérifié</b>

(\*1)  $V_0 = V_{z,Ed2}$

(\*)  $V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nt} / \gamma_{M0}$

### ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		35,00	26,00	-29,89 (*1)	976,90 (*)	0,03	<b>vérifié</b>

(\*1)  $V_0 = 0.5 * V_{z,Ed2}$

(\*)  $V_{eff,Rd} = 0.5 * f_u * A_{nv} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nt} / \gamma_{M0}$

## VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

### POTEAU

$A_t = 66,13$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute
$A_{t,net} = 49,33$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction
$0.9 * (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,67 < 0,85$

$W = 2896,44$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 2896,44$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 796,52$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ -96,38  < 796,52$	<b>vérifié</b>	(0,12)
$A = 178,03$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 168,83$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{pl,Rd} = 4895,82$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$	
$N_{u,Rd} = 4923,08$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$	
$F_{Ed} = -395,85$ [kN]		$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -395,85  < 4923,08$	<b>vérifié</b>	(0,08)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -395,85  < 4895,82$	<b>vérifié</b>	(0,08)
$A_v = 50,60$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$	
$A_{v,net} = 41,40$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$	
$V_{pl,Rd} = 803,38$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -59,78  < 803,38$	<b>vérifié</b>	(0,07)

### ÉCLISSE D'AME

$A_t = 23,94$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 19,94$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,75 < 0,85$		
$W = 290,08$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 275,59$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 75,79$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$	
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ -51,63  < 75,79$	<b>vérifié</b>	(0,68)
$A = 59,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$	
$A_{net} = 43,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$	
$N_{pl,Rd} = 1622,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$	
$N_{u,Rd} = 1253,88$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$	
$F_{Ed} = -197,93$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$	
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -197,93  < 1253,88$	<b>vérifié</b>	(0,16)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -197,93  < 1622,50$	<b>vérifié</b>	(0,12)
$A_v = 59,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$	
$A_{v,net} = 43,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$	
$V_{pl,Rd} = 936,75$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -29,89  < 936,75$	<b>vérifié</b>	(0,03)

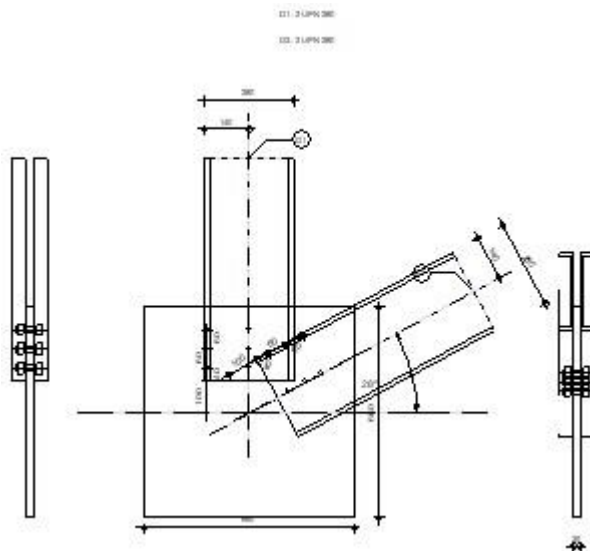
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,98
--	-------	------



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

# Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio  
0,97

## GENERAL

Assemblage N°: 4  
 Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement  
 Noeud de la structure: 2031  
 Barres de la structure: 2646, 2645,

## GEOMETRIE

### BARRES

	Barre 1	Barre 2		
<b>Barre N°:</b>	2646	2645		
<b>Profilé:</b>	2 UPN 280	2 UPN 280		
h	280	280		mm
b <sub>f</sub>	95	95		mm
t <sub>w</sub>	10	10		mm
t <sub>f</sub>	15	15		mm
r	15	15		mm
A	106,80	106,80		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau:</b>	ACIER E28	ACIER E28		
f <sub>y</sub>	275,00	275,00		MPa
f <sub>u</sub>	405,00	405,00		MPa
<b>Angle</b>	α	28,4		Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00		m

### BOULONS

#### Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]			
$e_1 =$	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	140	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe du boulon
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3		Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]			
$e_1 =$	40	[mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	140	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## GOUSSET

$l_p =$	660	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	660	[mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine

### Paramètres

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v =$	330	[mm]	Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
$e_H =$	330	[mm]	Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y =$	275,00	[MPa]	Résistance
---------	--------	-------	------------

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} =$	445,20	[kN]	Effort axial
$N_{b2,Ed} =$	-568,17	[kN]	Effort axial



# RESULTATS

## BARRE 1

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 195,43$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,67 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 194,4$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,75 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 218,70$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

### VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

#### cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 148,40$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = 148,40$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 148,40$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 194,40$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 291,60$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|148,40| < 194,40$  **vérifié** (0,76)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|0,00| < 291,60$  **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$   $148,40 < 195,43$  **vérifié** (0,76)

### VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 53,40$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 51,40$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette  $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{u,Rd} = 1498,82$  [kN] Résistance de calcul de la section nette  $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 1468,50$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{t,Rd}$   $|222,60| < 1498,82$  **vérifié** (0,15)

$|0.5 \cdot N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|222,60| < 1468,50$  **vérifié** (0,15)

## VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 13,00$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 11,00$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{\text{effRd}} = 385,2$	$[\text{kN}]$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{\text{effRd}} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b1,Ed}  \leq V_{\text{effRd}}$	$ 222,60  < 385,25$		<b>vérifié</b> (0,58)

## BARRE 2

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 195,43$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,67$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,67 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 194,4$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,75 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 218,70$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

## VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

### cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -189,39$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -189,39$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 189,39$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 194,40$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{Rdz} = 291,60$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-189,39| < 194,40$  **vérifié** (0,97)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|0,00| < 291,60$  **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$   $189,39 < 195,43$  **vérifié** (0,97)

## VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A =$	53,40	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} =$	51,40	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$	
$N_{uRd} =$	1498,82	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$	
$N_{plRd} =$	1468,50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{tRd}$					$(0,19)$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$					$(0,19)$

#### VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	13,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	11,00	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	385,2	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$					$(0,74)$

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,97
--	-------	------



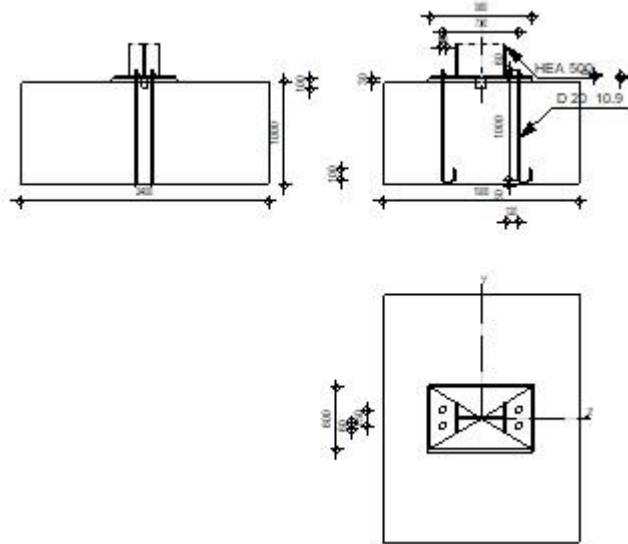
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB  
Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
0,86



## GENERAL

Assemblage N°: 5  
Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 77  
Barres de la structure: 39

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 500

Barre N°: 39

$L_c = 3,06$  [m] Longueur du poteau  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 490$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 23$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 197,54$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 86974,80$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{uc} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 980$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 600$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

## **ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 670,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 20$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 2,45$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,14$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 2$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 730$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 150$  [mm]

### **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 = 60$  [mm]  
 $L_2 = 1000$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]  
 $L_4 = 100$  [mm]

### **Platine**

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

## **BECHE**

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$  [mm] Longueur

Matériau: ACIER E28

$f_{yw} = 275,00$  [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**

$L = 1900$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 2400$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 1000$  [mm] Hauteur de la semelle

### **Béton**

Classe BETON25

$f_{ck} = 25,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

### **Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage  
 $f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression  
 $C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

## **SOUDURES**

$a_p = 9$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_w = 4$  [mm] Bêche

## **EFFORTS**

---

Cas: 4: VX

$N_{j,Ed} =$	10,49	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-0,04	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-44,03	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	118,74	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-0,08	[kN*m]	Moment fléchissant

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	25,26	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$				
$c =$	48	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	118	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	395	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	467,34	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	4206,02	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	2336,68	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y} =$	467,34	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	467,34	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,y} =$	1557,79	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	1557,79	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	3948,86	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	1085,94	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	467	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	2325,35	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	1058,51	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	291,09	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	198	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1472,98	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	1557,79	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	1472,98	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### ZONE TENDUE

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	149,94	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 670,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_s / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 136,79$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 136,79$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

#### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25,00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$		
$f_{ctd} = 1,20$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$		
$f_{bd} = 2,69$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 1000$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 169,22$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

#### ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 750$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 770,23$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 2250$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 1125$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 50625,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 20520,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0,41$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 585$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0,86$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 123,7$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$= 2$ ]	béton	

#### FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 1000$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 1185,85$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 2000$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 1000$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 40000,00$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 17038,75$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 0,43$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 585$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0,88$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [mm] / 200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		

$\psi_{h,N} =$	0,63	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} =$	128,98 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} =$	123,72 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	300 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	300 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	110 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	12,89 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	12,89 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	469,53 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	241,52 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	247,45 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} =$	241,52 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	490 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	490 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	110 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	21,05 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	21,05 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	766,90 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	311,05 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	247,45 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} =$	247,45 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	483,03 [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} =$	241,52 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} =$	247,45 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

## CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$e_y =$	11322 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	233 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	365 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	141,63 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,84 < 1,00	vérifié	(0,84)
$e_z =$	8 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	99 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	75 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	3,42 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,02 < 1,00	vérifié	(0,02)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,86 < 1,00	vérifié	(0,86)

## CISAILLEMENT

### PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$



$\alpha_{d,y} = 3,41$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 405,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 405,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

#### CISAILEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_b = 3,14$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 62,33$ [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]
$M_{Rk,s} = 0,20$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 53$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 6,46$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

#### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 267,24$ [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]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 247,45$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

#### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 3504,0$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,21$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,19$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,80$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 319,00$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 1313,9$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]

$V_{Rk,c,z}^0 = 1313,9$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 608,30$  [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 0,00$  [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{i,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$

$F_{i,Rd} = 0,00$  [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

### CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot I_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$  [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot I_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$  [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{i,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 259,19$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  vérifié (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{i,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 154,19$  [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,29 < 1,00$  vérifié (0,29)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,29 < 1,00$  vérifié (0,29)

## SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 30,43$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 30,43$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -5,51$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,10 < 1,00$  vérifié (0,10)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,16 < 1,00$  vérifié (0,16)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$  (4.1)  $0,14 < 1,00$  vérifié (0,14)

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 118$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 395$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)}$

$k_{13,y} = 26$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 300$  [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 110$  [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} = 3$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 235$  [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$

$k_{16,y} = 2$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,17$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 40981,83$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 1790657,65$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)}$

$k_{13,z} =$	26	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	490	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	110	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,49		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	2942,10	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	213440,29	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

### **COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,86
--	-------	------