



République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Saad Dahleb Blida 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure métallique et mixte

Thème :

**Etude d'un hôtel (R+8+ 1 sous-sol) en charpente
métallique**

Présenté par :

- Laddada farida
- Kouaci chaimaa

Devant les membres de jury :

..... U. Saad Dahleb-Blida
..... U. Saad Dahleb-Blida
M^{me} D.Berbar U. Saad Dahleb-Blida

**Président
Examineur
Promotrice**

**Promotion
2023**

Résumé

Le présent mémoire, consiste à étudier un hôtel (**R+8+1SS**) en charpente métallique, situé à la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité **III** selon le **RPA99 ver2003**.

La structure a été décrite, ainsi que les propriétés des matériaux utilisés, en mesurant les dimensions, et en sélectionnant les différents éléments qui composent le bâtiment selon les normes utilisées en Algérie (**RPA 99V2003, BAEL 91, EC3, CCM97**).

L'étude dynamique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel **ROBOT Autodesk 2020**

On a calculé des assemblages des différents éléments structuraux, en utilisant le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** et **IDEA STATICA**.

Enfin, nous avons conclu en étudiant l'infrastructure du bâtiment, et ceci en calculant les bases selon les recommandations du rapport de sol.

Abstract

As part of our graduation project, we have studied a metal hotel (Ground floor +8 floors+ 1basement). This building is located in ALGER which is classified as a high seismic area **III**, according to the **RPA99** version **2003**.

The work consists of the introduction and description of the elements of the structure as well as the characteristics of the used materials and the adopted regulations.

The seismic analysis of the structure was performed using the **Robot Autodesk structural analysis** software.

This study concludes with the design of the steel connections of the various structural elements using **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** software and **IDEA STATICA**, and the study of the foundations.

Remerciements

Au premier lieu, je remercie **DIEU** qui m'a donné la volonté, force, patience, courage et santé pour terminer ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma reconnaissance.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude à mon encadrante

Mme D. BERBAR pour sa patience, sa disponibilité, et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je désire aussi remercier l'ensemble des enseignants de département de génie civil, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers mes amis et mes collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Un grand merci à toute l'équipe de **BATIMETAL** et **CR METAL** spécialement à **MR MELOUANI** et **ZAMECHA ABOUBABKER** concernant la base de données, ils ont grandement facilité mon travail.

Enfin, je tiens à témoigner toute ma gratitude à mes parents pour leur confiance et leur support inestimable.

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma Reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à : Ma maman chérie, Mon très cher PAPA qui m'ont toujours encouragée mais surtout grâce à qui j'ai pu arriver là où je suis aujourd'hui.

Meriem, Madina, Namira, mes chères sœurs qu'elles sont toujours su me pousser vers l'avant et qui a su me guider.

Niama ma petite adorée, qui je voudrais être un bon exemple. Sans oublier, Qu'aujourd'hui quelque part dans le ciel existe une petite Fenêtre d'où il pourra me voir réussir. À Ma chère binome Farida présente corps et âme dans le Bon comme dans le mauvais

A toute ma famille, mes cousines, mes amis(es), et particulièrement à Soumia et Maria, Mohamed, Kader, Hakim qui ont toujours été présentes pour moi.

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma Reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à : Ma maman chérie, Mon très cher PAPA qui m'ont toujours encouragée mais surtout grâce à qui j'ai pu arriver là où je suis aujourd'hui.

Youcef mon frère qui est toujours su me pousser vers l'avant et qui a su me guider.

A toute ma famille, , mes cousines, mes amis(es), et particulièrement à, Salima .Amina, farah ,sirine , hounaida, Mohamed , Kader , Hakim qui ont toujours été présentes pour moi.

Table des matières

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciements

Dedicase

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction	
1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	
1.3 Conception structurale	
1.4 Matériaux utilisés.....	
1.5 Moyen d'assemblage.....	
1.6 Règlements utilisés.....	

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments principaux

2.1 Introduction	
2.2 Plancher collaborant	
2.3 Estimations des charges des planchers(BlocR+8).....	
2.3.1 Charge permanente.....	
2.3.2 Charge d'exploitation.....	
2.4 Prédimensionnement des solives.....	
2.4.1 Solive plancher terrasse inaccessible.....	
2.4.2 Solive plancher courant.....	
2.5 Estimations des charges des planchers (Bloc R+3).....	
2.5.1 Charge permanente.....	
2.5.2 Charge d'exploitation.....	
2.6 Solives étage courant.....	
2.7 Etude des poutres.....	
2.7.1 Poutre plancher terrasse.....	
2.7.2 Poutre plancher courant.....	
2.7.3 Etude des connecteurs.....	
2.8 Etude des poteaux(Bloc R+8)	
2.8.1 Pré-dimensionnement des poteaux.....	
2.8.2 Vérification des poteaux au flambement.....	
2.9 Etude des poteaux (Bloc R+3).....	
2.9.1 Pré-dimensionnement des poteaux.....	
2.9.2 Vérification des poteaux au flambement.....	
2.10 Etude des plancher en béton armé.....	

2.10.1	Introduction	
2.10.2	Méthode de calcul.....	
2.10.3	Principe de la méthode.....	
2.10.4	Exemple de calcul.....	
2.11	Pré dimensionnement des voiles.....	
2.11.1	Introduction	

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3.1	Introduction	
3.2	Etude de l'acrotère.....	
3.3	Etude de l'escalier.....	

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

4.1	Introduction.....	
4.2	Modélisation de la structure.....	
4.2.1	Classification selon RPA99V2003.....	
4.2.2	La méthode modale spectrale.....	
4.2.3	Résultantes des forces sismoques.....	
4.2.4	Résultat de l'analyse sismique.....	
4.2.4.1	Model initial.....	
4.2.4.2	Model intermédiaire.....	
4.2.4.3	Model final.....	
4.3	Conclusion	

Chapitre 5 : Vérification des éléments principaux

5.1	Introduction.....	
5.2	Vérification des poteaux.....	
5.2.1	Au flambement.....	
5.2.2	Au déversement.....	
5.3	Vérification des poutres.....	
5.3.1	Poutre principale.....	
5.3.2	Poutre secondaires.....	
5.4	Vérification des palées de stabilités.....	

Chapitre 6 : Calcul des assemblages

6.1	Introduction	
6.2	Les différents modes d'assemblages	
6.2.1	Assemblage par boulonnage	
6.2.2	Assemblage par soudure	
6.3	Vérifications des assemblages.....	
6.4	Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE330-IPE240).....	
6.5	Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 340 – IPE330).....	
6.6	Assemblage pied de poteau	

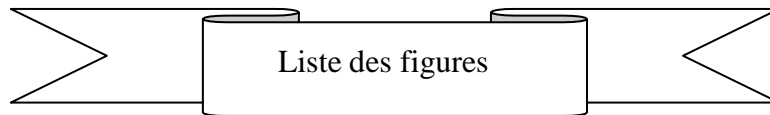
6.7	Assemblage Gousset-contreventement.....
6.8	Assemblage Poteau HEA340-Poutre IPE240
6.9	Assemblage Solive IPE240-Noyau.....
6.10	Assemblage poteau-poteau.....

Chapitre 7 : Etude de sous_sol

7.1	Poteaux mixte.....
	7.1.1 Introduction.....
7.2	Hypothèse de calcul.....
	7.2.1 Pré-dimensionnement du poteaux mixte.....
	7.2.1.1 Poteau (Bloc R+3).....
	7.2.1.2 Poteau (Bloc R+8).....
7.3	Vérification au flambement.....
7.4	Etude de voile périphérique.....
	7.4.1 Pré_dimensionnement du voile périphérique.....

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

8.1	Introduction.....
8.2	Vérification de la semelle isolée (Bloc R+3).....
8.3	Etude de radier générale (Bloc R+8).....



Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

- Figure 1.1** : conception du plancher collaborant.....
- Figure 1.2** : Goujon soudée
- Figure 1.3** : Escalier en charpente métallique.....

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

- Figure 2.1**: Schéma statique des solives.....
- Figure 2.2**: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.....
- Figure 2.3** : Largeur effective.....
- Figure 2.4** : Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.....
- Figure 2.5** : Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.....
- Figure 2.6**: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.....
- Figure 2.7**: Poteau le plus sollicité.....
- Figure 2.8** : la descente de charge du poteau.....
- Figure 2.9**: vue de la Coupe du voile en élévation.....
- Figure 2.10**: Vue de la Coupes de voiles en plan.....

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

- Figure 3.1** : les éléments constituant l'escalier.....

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

- Figure 4.1** : Vue en 3d du model initial.....
- Figure 4.2** : Vue en 3D de model intermediaire.....
- Figure 4.3** : Mode 1 translation suivant y-y.....
- Figure 4.4** : Mode 2 translation suivant x-x
- Figure 4.5** : Mode 3 rotation
- Figure 4.6** : Vue en 3d du model initial.....
- Figure 4.7** : Vue en 3d du model intermédiaire.....
- Figure 4.8**: Vue en 3D du model final.....
- Figure 4.9** : Mode 1 translation suivant x-x.....

Figure 4.10 : Mode 2 translation suivant y-y.....

Figure 4.11 : Mode 3 rotation

Chapitre 5 : Vérification des éléments principaux

Figure 5.1 : Longueur de flambement pour un mode fixe.....

Chapitre 6 : Calcul les assemblages

Figure 6.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.....

Figure 6.2 : disposition constructive réglementaire des boulons.....

Figure 6.3 : Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....

Figure 6.4 : Schéma de l'assemblage poutre – poteau.....

Figure 6.5: Disposition constructif de l'assemblage poteau - poutre.....

Figure 6.6 : : assemblage pied de poteau HEA340.....

Figure 6.7 : résultat de l'assemblage pied de poteau HEA340.....

Figure 6.8 : assemblage gousset-contreventement

Figure 6.9 : résultat de l'assemblage gousset-conreventement.....

Figure 6.10 : assemblage poteau poutre secondaire

Figure 6.11 : résultat de l'assemblage Poteau poutre secondaire

Figure 6.13 : Vue d'assemblage Solive-noyau.....

Figure 6.14: Vérification de déformation

Figure 6.15: Contrainte équivalente.....

Figure 6.16 : résultat de l'assemblage poteau poteau.....

Chapitre 7 : Etude de sous-sol

Figure 7.1 : Poteau partiellement ou totalement enrobé.....

Figure 7.2 : Poussées des terres sur voile périphérique.....

Figure 7.3: Modélisation 3D du voile périphérique.....

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

Figure 8.1 : : Semelle isolée

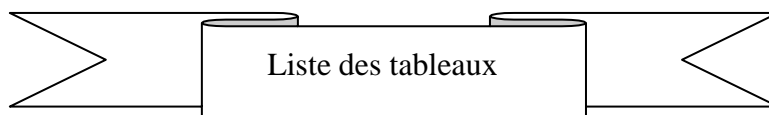
Figure 8.2 : dimensionnement de la semelle isolée.....

Figure 8.3 : Hauteur utile et hauteur total.....

Figure 8.4: Radier nervuré.....

Figure 8.5 : Schéma statique du bâtiment.....

Figure 8.6: Contraintes sous le radier.....



Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Tableau 1.1 :valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau 2.1 : Charge permanente de la terrasse inaccessible (Bloc R+8).....

Tableau 2.2: Charge permanente de plancher courant.....

Tableau 2.3: Caractéristique mécanique du profilé IPE 220.....

Tableau 2.4: Vérification du profilé en phase finale pour plancher courant.....

Tableau 2.5: Vérification du profilé en phase finale pour plancher courant.....

Tableau 2.6 : Charge permanente pour la terrasse Bloc(R+3).....

Tableau 2.7: Charge permanente pour plancher courant.....

Tableau 2.8: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 180.....

Tableau 2.9: Vérification du profilé en phase finale pour plancher courant.....

Tableau 2.10: Caractéristique mécanique du profilé IPE 360.....

Tableau 2.11:Vérification de la poutre IPE360 plancher courant.....

Tableau 2.12: Caractéristique mécanique du profilé IPE 360.....

Tableau 2.13 : Vérification de la poutre IPE360 pour plancher courant.....

Tableau 2.14: Caractéristique mécanique du profilé IPE 450.....

Tableau 2.15 :Les vérifications du la poutre IPE450 plancher courant.....

Tableau 2.16: Caractéristique mécanique du profilé IPE 360.....

Tableau 2.17:Les vérifications du la poutre IPE360 (plancher courant).....

Tableau 2. 18: La charge permanente sur le poteau

Tableau 2.19: La charge d'exploitation sur le poteau central.....

Tableau 2.20 : Choix de la section des profilés.....

Tableau 2.21:Les vérifications du flambement du poteau central.....

Tableau 2. 22: La charge permanente sur le poteau.....

Tableau 2. 23: La charge d'exploitation sur le poteau central.....

Tableau 2.24: Choix de la section des profilés.....

Tableau.2.25 : Les vérifications du flambement pour poteau central.....

Tableau 2.26: La charge permanente sur le poteau.....
Tableau 2.27: Choix de la section des profilés.....
Tableau 2.28 : Les vérifications du flambement pour poteau central.....
Tableau 2.29 : les résultats de ferrailage dans le sens y-y.....
Tableau 2.30 : les résultats de ferrailage dans les deux sens.....

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

Tableau 3.1: Résultats de ferrailage.....
Tableau 3.2 : charges permanentes
Tableau 3.3 : Charge permanente sur la paillasse.....

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Tableau 4.1 : Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base.....
Tableau 4.2 : facteur de qualité Pour le Bloc R+8.....
Tableau 4.3 : facteur de qualité Pour le bloc R+3.....
Tableau 4.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....
Tableau 4.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle intermédiaire.....
Tableau 4.6 : Période et facteur de participation massique du model final.....
Tableau 4.7 : valeur de l'effort tranchant à la base.....
Tableau 4.8 : valeur de la résultante des forces.....
Tableau 4.9: Vérification de l'effort tranchant.....
Tableau 4.10: vérification des déplacements inter-étages suivant le sens x-x.....
Tableau 4.11 : vérification des déplacements inter-étages suivant le sens y-y.....
Tableau 4.12: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.....
Tableau 4.13: justification de R.....
Tableau 4.14 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....
Tableau 4.15 : Période et facteurs de participation massique du modèle intermédiaire.....
Tableau 4.16: Période et facteur de participation massique.....
Tableau 4.17 : valeur de l'effort tranchant à la base.....
Tableau 4.18: valeur de la résultante des forces.....
Tableau 4.19: Vérification de l'effort tranchant.....
Tableau 4.20 : vérification des déplacements inter-étages suivant le sens x-x.....

Tableau 4.21 : vérification des déplacements inter-étages suivant le sens y-y.....
Tableau 4.22 :Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.....
Tableau 4.23 : justification de R.....
Tableau 4.24 :les déplacements inter-étages de Bloc R+3.....
Tableau 4.25 :les déplacements inter-étages de Bloc R+8.....

Chapitre 5 : Vérification des éléments principaux

Tableau 5.1 : Caractéristiques du profilé HEA340.....
Tableau 5.2 : Facteur d'imperfection α
Tableau 5.3 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.....
Tableau 5.4 : vérification au flambement par flexion
Tableau 5.5 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.....
Tableau 5.6 : vérification au flambement par flexion.....
Tableau 5.7 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{\max}$
Tableau 5.8 : vérification au flambement par flexion
Tableau 5.9 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{\max}$
Tableau 5.10 : Vérification au flambement par flexion
Tableau 5.11 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau.....
Tableau 5.12 : vérification au flambement par flexion.....
Tableau 5.13 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau.....
Tableau 5.14 : Vérification au flambement par flexion.....
Tableau 5.15 : Vérification des poteaux au déversement.....
Tableau 5.16 : Caractéristique du profilé 2UPN160
Tableau 5.17 : Caractéristique du profilé 2UPN200
Tableau 5.18 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.....
Tableau 5.19 : Vérification au flambement par flexion
Tableau 5.20 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.....
Tableau 5.21 : Vérification au flambement par flexion.....
Tableau 5.22 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{\max}$
Tableau 5.23 : Vérification au flambement par flexion
Tableau 5.24 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{\max}$
Tableau 5.25 : Vérification au flambement par flexion
Tableau 5.26 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau.....
Tableau 5.27 : vérification au flambement par flexion.....
Tableau 5.28 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau.....

Tableau 5.29 : vérification au flambement par flexion.....
Tableau 5.30 : Vérification des poteaux au déversement.....
Tableau 5.31 : Caractéristique du profilé 2UPN180
Tableau 5.32 : Zone de calcul pour le ferrailage des voiles.....
Tableau 5.33 : les sollicitation du voile V1.....
Tableau 5.34 : Ferrailage des voiles V1 ; V2 ; V3.....
Tableau 5.35 : choix des armatures des voiles

Chapitre 6 : Calcul les assemblages

Tableau 6.1 : Caractéristiques Géométrique des boulons.....
Tableau 6.2 : les caractéristiques mécaniques des boulons selon leur nuance d'acier.....
Tableau 6.3 : Vérification de l'assemblage Solive-noyau.....

Chapitre 7 : Etude de sous-sol

Tableau 7.1 : Calcul et vérification du poteaux mixte.....
Tableau 7.2 : les résultats de ferrailage dans le sens y-y.....

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

Tableau 8.1 :les hauteurs de la nervure.....
Tableau 8.2 : Contrainte sous le raider à l'ELU.....



Notations

A : Section brute d'une pièce. **A_{net}** :

Section nette d'une pièce. **A_w** : Section de l'âme.

A_p : Surface portante.

A_s : Aire de la section résistante a la traction du boulon.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F_{srd} : Résistance d'un boulon au glissement.

F_{trd} : Résistance d'un boulon en traction. **F_{brd}** : Résistance à la pression diamétrale. **G** : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_c : Coefficient de rigidité des poteaux. **K_{ij}** : Coefficient de rigidité des poutres. **K_y** : Coefficient de flambement-flexion. **L** : Longueur.

M_{sd} : Moment fléchissant.

M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

M_{cr} : Moment critique.

N_{sd} : Effort normal.

N_{tsd} : Effort normal de traction. **N_{csd}** : Effort normal de compression. **N_{pl}** : Effort normal plastique.

Q : Charge d'exploitation.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el} : Module de résistance élastique.

b : Largeur de l'âme.

b_{eff} : Largeur efficace.

e : Entraxe.

d₀ : Diamètre de perçage des trous de boulon.

f : Flèche d'une poutre.

f_y : Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u : Limite de rupture d'une pièce.

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} : Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.

h : Hauteur.

i : Rayon de giration.

k : Facteur de longueur.

k_s : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

n : Nombre de boulon.

m : Nombre de plans de cisaillement.

t_w : Épaisseur de l'âme.

t_f : Épaisseur des semelles.

t_p : Épaisseur de platine.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

β_w : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme.

γ_c : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

γ_{Mb} : Coefficient de sécurité des boulons.

γ_{ms} : Coefficient partiel de sécurité.

λ̄ : Élançement.

α : Facteur d'imperfection.

μ : Coefficient de frottement.

r_s : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

η : Facteur de distribution.

ψ : Rapport de contrainte.

φ_0 : La rotation initiale dans les poutres continues.

δ_0 : La flèche initiale dans les poutre continues.

V_0 : Effort tranchant à la base.

E.L.U: Etat limite ultime. **E.L.S**:

Etat limite service. **T** : Période.

L_f: Longueur de flambement. **F_e**: Limite d'élasticité de l'acier. **M_t**: Moment en travée.

M_a: Moment sur appuis.

M₀: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres ,Moment à la base.

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

f_{t28}: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

C_t : Coefficient de topographie.

Q_{ref} : la pression dynamique de référence.

V_{ref} : la vitesse de référence du vent.

Z_e : la hauteur de référence.

K_T : Facteur de terrain. **Z₀** :

Paramètre de rugosité. **Z_{min}** :

hauteur minimale.

s : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

P_{dyn} : pression dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : le séismes, les cyclones, les volcans...etc. L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions .

Par la suite l'utilisation de la charpente métallique a été entendue dans le monde et utilisée dans pratiquement tous les domaines de construction en génie civil (bâtiments, ouvrages spéciaux (ponts, silos...), ouvrages de soutènements).

De nos jours, l'évolution de l'informatique en termes de logiciels et rapidité de traitement ne cesse de croître permettant une meilleure analyse du comportement des structures sous tout

types de sollicitations.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude , nous avons procédé au calcul d'un bloc de bâtiment en charpente métallique à usage bureaux et salle d'archive (R+8 et R+3) avec sous- sol contreventé par noyau central, implantée dans une zone de forte sismicité, précisément Zone III selon la classification réalisée par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). Le problème posé est celui d'assurer la stabilité et la résistance de notre construction aux différents effets tous en prenant en considération le côté architectural et économique.

L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes suivantes :

- La présentation de notre projet ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont utilisés dans la réalisation.
- L'évaluation des charges et des surcharges, afin de pouvoir procéder au pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- L'étude des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée par la modélisation et l'analyse de la structure à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis**.
- Vérification des éléments de la structure.

- Etude des différents assemblages par le logiciel **Robot Structural Analysis2020**
- Etude de l'infrastructures
- La clôture de ce mémoire par une conclusion générale.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à la spécialité Génie Civil sur un projet réel.

1.1 Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude , nous avons procédé au calcul d'un bloc de bâtiment en charpente métallique à usage bureaux (R+8 et R+3) avec sous- sol contreventé par noyau central, implantée dans une zone de forte sismicité, précisément Zone III selon la classification réalisée par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Le problème posé est celui d'assurer la stabilité et la résistance de notre construction aux différents effets tous en prenant en considération le côté architectural et économique.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 /2003**) et aux règles de charpente métallique **CCM97, EUROCODE3 ET EUROCODE4**.

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

1.2.1 Dimensions en plan :

- Longueur totale : 48.8 m
- Largeur totale : 45.2 m

1.2.2 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale : 31.5 m
- Hauteur du sous-sol = 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant (RDC_8eme etage) : 3.5 m

1.3 Conception structurale :

On a deux types de structure .

1.3.1 Superstructure horizontale :

- **Les planchers** : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse .
- **Plancher courant** : Pour notre construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant .

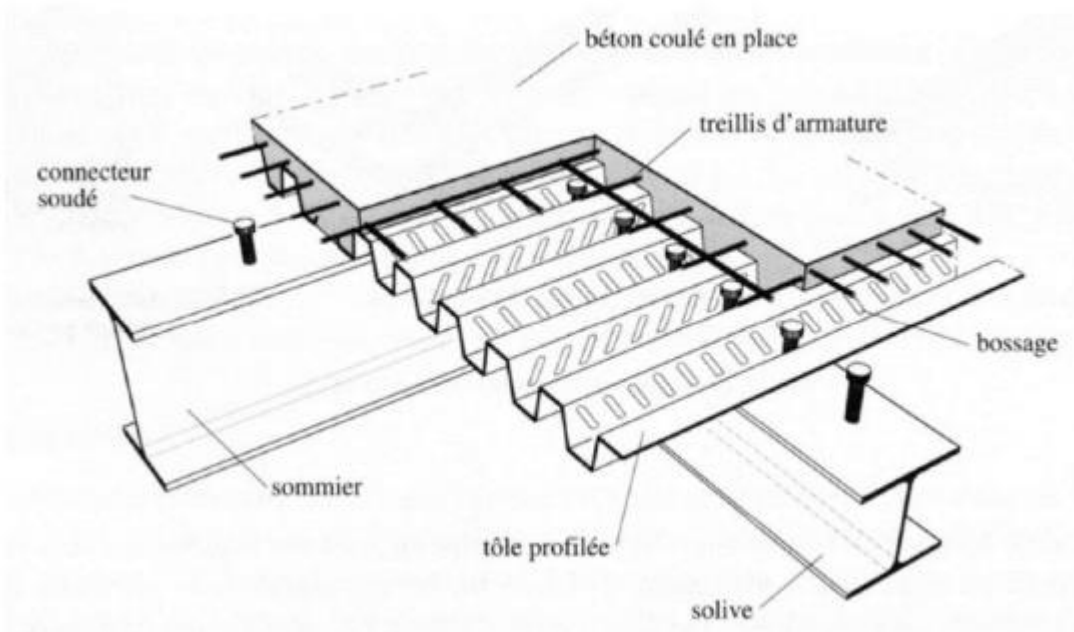


Figure 1.1 : conception du plancher collaborant

- **Bac d'acier (ANNEXE 1) :**

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

- Les bacs d'aciers sont type HIBON55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac acier collaborant et la structure porteuse est assuré par des connecteurs.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

- **Les connecteurs :**

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal. Deux types des connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

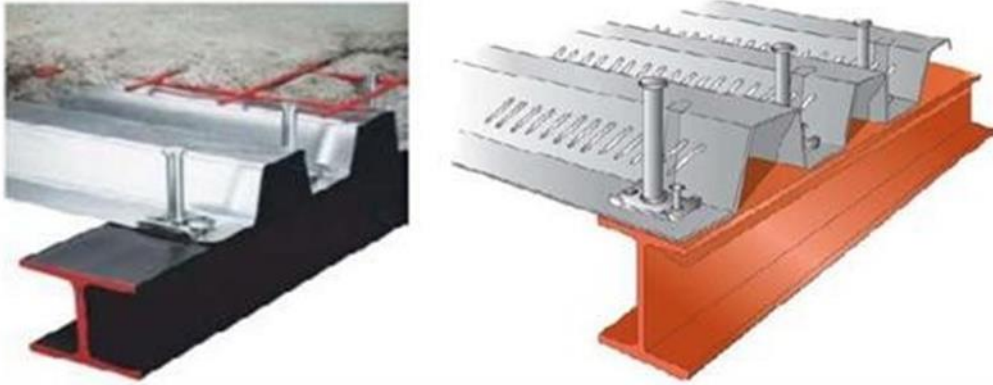


Figure 1.2 : Goujon soudée .

1.3.2 Superstructure verticale :

- Les systèmes de stabilités :

Les contreventements dans les bâtiments servent, d'une part, à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations, d'autre part, à assurer la stabilité de l'ossature tant en service qu'au stade de montage. On examine ci-après la disposition en plan, et en élévation des contreventements dans une ossature .

La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : Soit par des palées de stabilité, soit par voiles en béton armé, soit encore par des noyaux en béton armé ou cages en poutres à treillis métallique, soit par des portiques auto stables, soit enfin par toute combinaison de ces divers systèmes.

- Escaliers

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.



Figure 1.3 : Escalier en charpente métallique.

- **Les fondations :**

Les fondations reprenant les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon le rapport de bon sol et les charges supportées par la structure.

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels. Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure .

1.4 Matériaux utilisés :

1.4.1 Acier de construction :

L'acier est un matériau obtenu par transformation de la fonte dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition

Tableau 1.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance nominale del'acier	Epaisseur t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $\leq t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	460
Fe 510	355	510	335	490

- Acier : E43
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 410$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³ .
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = 80800$ MPa.

- **Coefficient partiel de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité γ_m pour les matériaux doit être pris égal à valeurs

suivantes :

- Sections de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$
- Sections de classe (4) $\rightarrow \gamma_m = 1.1$
- Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{m2} = 1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{m1} = 1.1$

1.4.2 Le béton :

Le béton présente les caractéristiques suivant :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

➤ Coefficient de Poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale .

$$v = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du côté de la section}} = \frac{(l_0 - l)/l_0}{(L_0 - L)/L_0} = \frac{1 - \frac{l}{l_0}}{\frac{L}{L_0} - 1}$$

- $v=0$Béton fissuré à l'ELU.
- $v=0.2$Béton non fissuré à l'ELS .

➤ Déformations longitudinale du béton :

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

➤ Module d'élasticité instantanée :

Il est réservé spécialement pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$$

$$\text{Pour un } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

➤ Module d'élasticité différée :

Il est Réservé pour les charges à application de longue durée (supérieur à 24h); ce module est défini par:

$E_{iv} = 3700\sqrt{f_{c28}}$ Pour un $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818.86\text{MP}$.

1.5 Moyen d'assemblage :

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant les stabilités ont :

- Boulons à haute résistance(HR).
- Boulons ordinaire.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

1.6 Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

- **CCM97** : règles de calcul des constructions en acier.
- **DTR C 2-2** : document technique réglementaire (charges permanente et D'exploitation).
- **RPA99 V2003** : règlement parasismiques algériennes version 2003.
- **RNV2013** : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003 36.
- **BAEL91** : Béton armé aux états limite.
- **EC 1** : EC1-1-4 vent
- **EC3** : Calcul des structures en acier.
- **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

2.1 **Introduction :**

Ce chapitre nous permet de déterminer les dimensions approximatives des éléments porteurs, tels que les poutres, les solives et en fonction des charges prévues. En général, cette étape est réalisée avant l'étude détaillée de la structure et permet d'obtenir une première estimation des coûts de construction. Il se fait selon les règles de calcul ; **RPA99 ;CCM99**.

2.2 **Le plancher collaborant :**

Le plancher collaborant est un type de plancher qui est constitué d'une dalle en béton armé sur laquelle sont fixées des tôles d'acier nervurées. Ces tôles permettent d'augmenter la résistance et la rigidité du plancher tout en réduisant son poids. Le plancher collaborant est souvent utilisé dans la construction de bâtiments industriels et commerciaux en raison de sa grande capacité portante et de sa facilité de mise en œuvre.

2.2.1 **Méthode de calcul :**

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- **Phase initiale (phase de construction).**

Le profilé de l'acier travail seul , 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) travaillent ensemble. On doit prendre en considération les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton.
- La surcharge d'exploitation.

2.3 Estimation des charges des planchers :**Bloc R+8 :****2.3.1 Plancher terrasse inaccessible :****2.3.1.1 Charges permanentes :****Tableau 2.1 :** Charge permanente de la terrasse inaccessible.

Charge permanente de terrasse	G (kN/m ²)
Protection en gravillon (5cm)	0,85
Etanchéité (ép. =2cm)	0,12
Forme de pente (e=7cm)	1.54
Isolation thermique (4cm)	0,16
Dalle en BA (12cm)	2.64
Bac d'acier HI-BOND 55(0.75 mm)	0.095
Tuyauterie	0.3
Climatisation	0.5
Faux plafond (2 cm ;10 KN/m ³)	0,20
Total	6.40

2.3.1.2 Charge d'exploitation :Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$.**2.3.2 Plancher courant :****2.3.2.1 Charge permanente :****Tableau 2.2:** Charge permanente de plancher courant

Charge permanente de terrasse	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0,50
Mortier de pose	0,40
Dalle en béton arme (12cm)	2.64
Bac d'acier HI-BOND 55 (0.75mm)	0.095
Tuyauterie	0.3
Climatisation	0.5
Faux plafond (2 cm ;10 KN/m ³)	0,20
Cloisonnement	1,00
Total	5.64

2.3.2.2 Charge d'exploitation :

- Usage bureau : 2.5 kN/m².
- Usage salle d'archive : 6 kN/ m².

2.4 Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des éléments structurels horizontaux utilisés pour supporter les planchers d'un bâtiment. Elles sont généralement en bois ou en acier et sont disposées perpendiculairement aux poutres principales de la structure. Elles sont dimensionnées en fonction de la charge qu'elles doivent supporter et de la portée entre les poutres principales. Les solives sont souvent espacées de manière régulière pour faciliter la mise en place des revêtements de sol ou de plafond.

On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

2.4.1 Solive plancher terrasse inaccessible :

La solive plus sollicitée à une portée de 5.6 m et d'espacement entre solive de 1.5m

Choix du profilé :

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$$

Avec:

H : la hauteur du profilé.

L : la longueur de la solive.

$$\frac{5600}{25} < h < \frac{5600}{15}$$

$$224\text{mm} < h < 373.33\text{mm}$$

Donc on prendre IPE220

Tableau 2.3: Caractéristique mécanique du profilé IPE 220.

Designation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A(mm ²)	h(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 220	26.2	3337	220	110	9.2	5.9
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
	2772	204.9	285.4	9.11	2.48	

a) Phase de construction :

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

Poids propre du profilé	$g_p=26.2\text{kg/ml}$.
Poids propre du béton frais (12cm)	$G_b=2.64\text{ kN/m}^2$.
Poids du bac d'acier.....	$g=0,0956\text{ kN/m}^2$.
Surcharge de construction (ouvrier)	$q_c=0,75\text{ kN/m}^2$.

1) Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

- ELU :

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times e] + 1,5 \times q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (2,64 + 0,0956) \times 1,5] + 1,5 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 7,58\text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times e] + q_c \times e$$

$$q_s = [0,262 + (2,64 + 0,0956) \times 1,5] + 0,75 \times 1,5$$

$$q_s = 5,49\text{ KN/ml}$$

2) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Avec :

M_{sd} : le moment max appliqué

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 71,35\text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,58 \times 5,6^2}{8} = 29,71\text{ k n.m}$$

$$29.71 \text{ kN.m} \leq 71.35 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = 1588 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1588}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.21 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{7.58 \times 5.6}{2} = 21.22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21.22 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 229.21 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

4) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 5.49 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.6 \text{ m}$$

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

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

$$f_{\max 1} = \frac{5 \times 5.49 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 12.08 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5600}{250} = 22.4 \text{ mm}$$

$$12.08 \text{ mm} < 22.4 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

5) Vérification du déversement :

$$M_{Sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,rd} \times \frac{f_y}{\gamma}$$

Calcul de :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2)) + \lambda_{LT}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w \cdot 0.5$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{c_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

Avec:

$K = 1$ (appuis simples aux deux extrémités)

$k_w = 1$ (aucun dispositif pour empêcher le gauchissement)

$C_1 = 1,132$ et $C_2 = 0,459$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1) et $\alpha_{LT} = 0,21$ (profilé laminé)

On ajoute un étaiement pour vérifier le déversement :

$$\lambda_{LT} = \frac{2800/24.8}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2800/24.8}{220/9.2} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 88.04$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{88.04}{86.81} \right] \times 10 \cdot 5 = 1.01 > 0.4 \text{ donc il y'a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + 0.21 (1.01 - 0.2) + 1.01^2) = 1.09$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.09 + \sqrt{1.09^2 - 1.01^2}} = 0.67$$

$$M_{b,rd} = 0.67 \times 1 \times 285.4 \times \frac{275}{1.1} = 47.80 \text{ k N.m}$$

$$29.71 \text{ k N.m} \leq 47.80 \text{ k N.m}$$

Condition vérifiée.

b) 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 (IPE220) $G_p = 26.2 \text{ kg/ml}$
- Charge permanente..... $G = 6.40 \text{ kN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

1) Combinaison de charge :

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times e)] + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (6.40 \times 1.5)] + 1,5 \times 1 \times 1.5$$

$$q_u = 15.56 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_{ser} = [g_p + (G \times e)] + Q \times e$$

$$q_{ser} = [0,262 + (6.40 \times 1.5)] + 1 \times 1.5$$

$$q_{ser} = 11.36 \text{ KN/ml}$$

2) Détermination de l'axe neutre

Largeur efficace :

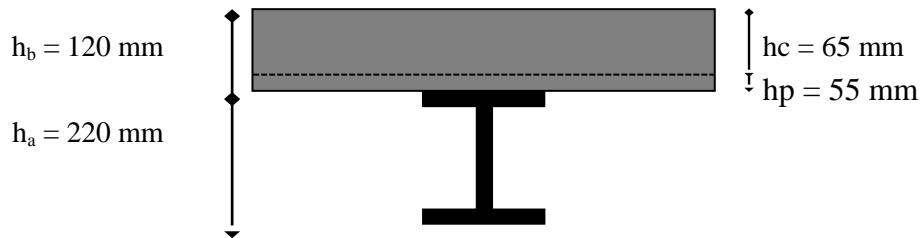


Figure 2.2: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

3) Position de l'axe neutre plastique :

$h = 120 \text{ mm}$ Hauteur de la dalle en béton

$h_p = 55 \text{ mm}$ Hauteur du bac d'acier

$$h_c = h - h_p$$

$$h_c = 120 - 55 = 65 \text{ mm} \text{ (Hauteur de la dalle de béton)}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, e \right\} = \inf \{ 1.4, 1.5 \}$$

$$b_{eff} = 1.4 \text{ m}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = (0,57 \times 25 \times 1400 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 1296.75 \text{ KN.}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 3337 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 871.79 \text{ KN.}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 1296.75 \text{ KN} > R_{acier} = 871.79 \text{ KN.}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

4) Vérification du moment fléchissant résistant :

Il faut vérifier que :

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{plrd} = Ra \left[\frac{ha}{2} + hc + hp - \left(\frac{Ra \times hc}{2Rb} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 871.79 \left[\frac{220}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{871.79 \times 55}{2 \times 1296.75} \right) \right] 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 181.47 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{15.56 \times 5.6^2}{8} = 61 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 61 \text{ kN.m} \leq M_{plrdy} = 181.47 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

5) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{fy \times Av}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1588}{1.1 \times \sqrt{3}} = 229.21 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{15.56 \times 5.6}{2} = 43.57 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 43.57 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 229.21 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6) Vérification du déversement :

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue à la partie supérieure par le béton.

7) Vérification de la rigidité :

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

$$I_c = \left[\frac{Aa (hc + 2hp + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_{ya} \right]$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{beff \times hc} = \frac{3337}{1400 \times 65} = 0.036$$

$$I_c = \left[\frac{3337(65+2 \times 55+220)^2}{4(1+15 \times 0.036)} + \frac{1400 \times 65^3}{12 \times 15} + 2772 \right]$$

$$I_c = 84557617.69 \text{ mm}^4$$

$$f_{max2} = \frac{5 \times 11.36 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 84557617.69} = 8.19 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5600}{250} = 22.4 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_{max1} + f_{max2} = 12.08 + 8.19$$

$$f_{tot} = 20.27 \text{ mm} \leq f_{adm} = 22.4 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

1) Calcul des connecteurs :

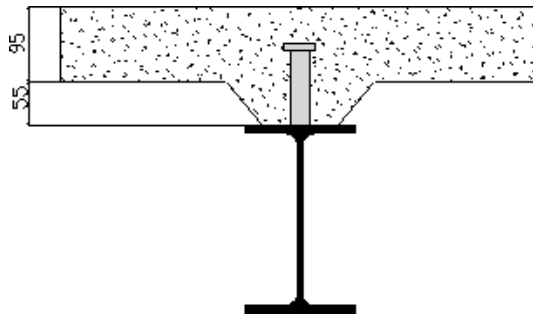


Figure 2.3 : Largeur effective

Type goujon : Hauteur $h = 95 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

- Détermination de la résistance du goujon :

$$Prd = kt \times inf \left[0.8 \times fu \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \right] ; \left[0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right]$$

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

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4$$

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

$$\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

- **Influence du sens du bac d'acier**

Kt : 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 :

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

Avec :

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)

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

$$Pr_d = 0,82 \times \inf \left[0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,66 \right] \left[0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5}}{1,25} = 73,1 \right]$$

$$Pr_d = 0,82 \times 73,13 = 59,97 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1296,75 ; 871,79)$$

$$R_L = 871,79 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :(par demi-portée)**

$$N = \frac{R_L}{Pr_d} = \frac{871,79}{59,97} = 14,54$$

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

:

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

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

$$\text{esp} = \frac{L}{N} = \frac{5600}{30} = 186.66 \text{ mm}$$

Donc on prend **30 connecteurs**, avec un espacement de **187 mm**

2.4.2 Solives étage courant :

2.4.2.1 1^{er} cas de solive de 5.6m (bureaux) :

a) Phase de construction :

Choix de profilé :

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

$$\frac{5600}{25} \leq h \leq \frac{5600}{15}$$

$$224\text{mm} \leq h \leq 373.33\text{mm}$$

On prend un **IPE 240**

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

Poids propre du profilé..... $g_p=30.7\text{kg/ml}$.

Poids propre du béton frais (12cm)..... $G_b=2.64 \text{ kN/m}^2$.

Poids du bac d'acier..... $g=0,0956 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge de construction (ouvrier)..... $q_c=0,75 \text{ kN/m}^2$.

1) Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times e] + 1,5 \times q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,307 + (2,64 + 0,0956) \times 1,5] + 1,5 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 7,64 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times e] + q_c \times e$$

$$q_s = [0,307 + (2,64 + 0,0956) \times 1,5] + 0,75 \times 1,5$$

$$q_s = 5,53 \text{ KN/ml.}$$

2) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

Avec :

Mmax: le moment appliqué

$$\gamma = 1,1$$

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366,6 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 91,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,64 \times 5,6^2}{8} = 29,94 \text{ k n.m}$$

$$29,94 \text{ k N.m} \leq 91,65 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifié}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

Vpl.Rd : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement

$$A_v = 1914 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1914}{1.1 \times \sqrt{3}} = 276.26 \text{ k N}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.64 \times 5.6}{2} = 21.39 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21.39 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 276.26 \text{ kN} \text{ donc}$$

Condition vérifiée

4) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 5.53 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.6 \text{ m}$$

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

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 5.45 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 8.54 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{5600}{200} = 28 \text{ mm}$$

$$8.54 \text{ mm} < 28 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

5) Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,rd} \times \frac{f_y}{\gamma}$$

Calcul de :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)) + \lambda_{LT}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{c1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/TF} \right)^2 \right]}$$

On ajoute un etaiement pour vérifier le déversement :

$$\lambda_{LT} = \frac{2800/26.9}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2800/26.9}{240/9.8} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.33$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{83.33}{86.81} \right] \times 1^{0.5} = 0.95 > 0.4 \text{ donc il y'a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + 0.21 (0.95 - 0.2) + 0.95^2) = 1.03$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.95^2}} = 0.70$$

$$M_{brd} = 0.70 \times 1 \times 366.6 \times \frac{275}{1.1} = 64.15 \text{ k N.m}$$

$$29.94 \text{ k N.m} \leq 64.15 \text{ k N.m}$$

Condition vérifiée.

b) Phase final :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

$$G = 5.64 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q (\text{Usage bureaux}) = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$

2) Combinaison de charges :

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times e)] + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,262 + (5.64 \times 1.5)] + 1,5 \times 2.5 \times 1.5$$

$$q_u = 17.46 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = [g_p + (G \times e)] + Q \times e$$

$$q_s = [0,262 + (5.64 \times 1.5)] + 2.5 \times 1.5$$

$$q_s = 12.52 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.4: Vérification du profilé en phase finale pour plancher courant.

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 68.44 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 48.8 \text{ KN}$	$f_{total} = 9.03 \text{ mm}$
$M_{pl} = 214.36 \text{ KN.m}$	$V_{plrd} = 276.26 \text{ KN}$	$f = 28 \text{ mm}$
CV	CV	CV

3) **Calcul des connecteurs :**

Type goujon : Hauteur $h = 95 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1296.75 ; 1022.01)$$

$$R_L = 1022.01 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :(par demi-portée)**

$$N = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1022.01}{59.97} = 17.04$$

On prend **17 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **34 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

:

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{5600}{34} = 164.70 \text{ mm}$$

Donc on prend **34 connecteurs**, avec un espacement de **165 mm**

2^{ème} Cas de solive de 5.6 m (salle d'archive) :

La solive plus sollicitée à une portée de 5.6 m et d'espacement entre solive de 1.35m

a) Phase de construction :

Pour le plancher courant on prend un IPE 240

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

Poids propre du profilé..... $g_p=30.7\text{k/ml}$.

Poids propre du béton frais (12cm) $G_b=2.64 \text{ kN/m}^2$.

Poids du bac d'acier..... $g=0,0956 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge de construction (ouvrier) $q_c=0,75 \text{ kN/m}^2$.

1) Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.35 m

- ELU :

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times e] + 1,5 \times q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,307 + (2,64 + 0,0956) \times 1,35] + 1,5 \times 0,75 \times 1,35$$

$$q_u = 6,92 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times e] + q_c \times e$$

$$q_s = [0,307 + (2,64 + 0,0956) \times 1,35] + 0,75 \times 1,35$$

$$q_s = 5.01 \text{ KN/ml.}$$

2) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366.6 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 91.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.92 \times 5.6^2}{8} = 27.13 \text{ kN.m}$$

$$27.13 \text{ kN.m} \leq 91.65 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$A_v = 1914 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1914}{1.1 \times \sqrt{3}} = 276.26 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.92 \times 5.6}{2} = 19.37 \text{ k}$$

$$V_{sd} = 19.37 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 276.26 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

4) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 5.01 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.6 \text{ m}$$

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

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\text{max } 1} = \frac{5 \times 5.01 \times 5600^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 7.85 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5600}{250} = 22.4 \text{ mm}$$

$$7.85 \text{ mm} < 22.4 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

$$G = 5.64 \text{ kN/m}^2.$$

Dans l'article 5.1 dans le Document Technique réglementaire DTR B..2.2

5.1 Cas des locaux susceptibles d'une réduction pour grandes surfaces (R.H.) ou d'une majoration éventuelle pour faibles surfaces (M.H.)

$$Q = 6 \times 0.8 = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

1) Combinaison des charges :**- ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times e)] + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,307 + (5.64 \times 1.35)] + 1,5 \times 4.8 \times 1.35$$

$$q_u = 20.41 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G \times e)] + Q \times e$$

$$q_s = [0,307 + (5.64 \times 1.35)] + 4.8 \times 1.35$$

$$q_s = 14.40 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.5: Vérification du profilé en phase finale pour plancher courant .

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 80 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 57.15 \text{ KN}$	$f_{total} = 8.40 \text{ mm}$
$M_{pl,d} = 214.36 \text{ KN.m}$	$V_{plrd} = 276.26 \text{ KN}$	$f = 22.4 \text{ mm}$
CV	CV	CV

2) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur $h = 95 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

- Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1296.75 ; 1022.01)$$

$$R_L = 1022.01 \text{ kN}$$

- Nombre de connecteurs :(par demi-portée)

$$N = \frac{R_L}{Prd} = \frac{1022.01}{59.97} = 17.04$$

On prend 17 connecteurs

On prend **17 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **34 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{5600}{34} = 164.70 \text{ mm}$$

Donc on prend **34 connecteurs**, avec un espacement de **165 mm**

Bloc R+3 :**2.5 Estimation des charges :****2.5.1 Plancher terrasse :**

Notre bâtiment comporte en sa toiture un jardin de 40 cm de terre végétal pour cela nous avons fait des recherches sur les toitures végétal et à partir de ces dernières nous optons pour une :

- Végétalisation de toiture intensive :

Jardin de toit avec couche de substrat $\geq 30 \text{ cm}$ et ce dernier se rapproche du cas de la toiture de notre bâtiment.

- Composante de la toiture végétale :

- 5 Végétation**
La plantation de la végétation est faite par le paysagiste, par exemple pelouse, arbustes, haies et arbres
- 4 Substrat de végétation**
Terreau universel d'argile expansé, de lave, de sable de lave et de composte permettant la prolifération des racines des plantes
- 3 Couche de drainage**
Le sous-substrat minéral sans matière organique sert de drainage minéral permettant la prolifération des racines des plantes.
- 2 Drainage surfacique**
L'élément de rétention et drainage résistant à la compression combine le drainage surfacique et l'écoulement des eaux excédentaires.
- 1 Couche de protection**
Protection de haute qualité pour l'étanchéité de toiture contre les dommages mécaniques



2.5.1.1 Charge permanente :

Tableau 2.6 : charge permanente pour la terrasse.

	Epaisseur(cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/ml)
Végétation	/	/	0,1
Substrat de végétation	30 cm	/	3,90
Couche de drainage	20 cm	/	2,30
Drainage surfacique	4 cm	/	0,284
Etanchéité	0,8cm	/	0,071
Forme de pente 2%	/	22	0,44
Isolation thermique	2	/	0,16
Béton non armé	12	22	2,64
Bac d'acier Hi-band55	0,75	78,5	0,0956
La somme			10

2.5.1.2 Charge d'exploitation :

Terrasse accessible : $Q_T = 1,5 \text{ kN/m}^2$

2.5.2 **Plancher courant :**2.5.2.1 **Charge permanente :**

Tableau 2.7: charge permanente pour plancher courant.

Charge permanente de terrasse	G (kN/m ²)
Dalle de sol	0,50
Mortier de pose	0,40
Dalle en béton arme (12cm)	2.64
Bac d'acier HI-BOND 55 (0.75mm)	0.095
Tuyauterie	0.3
Climatisation	0.5
Faux plafond (2 cm ;10 KN/m ³)	0,20
Cloisonnement	1,00
Total	5.64

2.5.2.2 **Charge d'exploitation :**Usage bureau : $Q_C = 2,5\text{kN/m}^2$ 2.6 **Solive plancher terrasse accessible :**

La solive plus sollicitée à une portée de 6m et d'espacement entre solive de 1.4m .

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

$$\frac{6000}{35} \leq h \leq \frac{6000}{30}$$

$$171,43 \leq h \leq 200$$

Donc on prend **IPE180**

Avec :

 h : La hauteur de profilé. L : la longueur de la solive.

Tableau 2.8: dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 180

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 180	18.8	2395	182	91	8	5.3
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
1317	100.9	166.4	7.42	2.05		

a) Phase de construction :

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

Poids propre du profilé..... $g_p=18.8\text{kg/ml}$.

Poids propre du béton frais (12cm) $G_b=2.64\text{ kN/m}^2$.

Poids du bac d'acier..... $g=0,0956\text{ kN/m}^2$.

Surcharge de construction (ouvrier) $q_c=0,75\text{ kN/m}^2$.

1) Combinaisons des charges :**- ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [(G_D + G_B) \times e + G_P] + 1,5 \times Q_C \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [(2,64 + 0,0956) \times 1,4 + 0,188] + 1,5 \times 0,75 \times 1,4$$

$$q_u = 7\text{ kN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = [(G_D + G_B) \times e + G_P] + Q_C \times e$$

$$q_s = [(2,64 + 0,0956) \times 1,4 + 0,188] + 0,75 \times 1,4$$

$$q_s = 5,07\text{ kN/ml}$$

2) Vérification du moment fléchissant :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7 \times 6^2}{8} = 31,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{166 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 41,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 31,5 \text{ kN.m} \leq M_{pl,rd} = 41,5 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant V_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7 \times 6}{2} = 21 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{11,3 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 163,10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 163,10 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la rigidité :

La rigidité de la solive est vérifiée si elle satisfait la condition suivante : $f < f_{adm}$

- Détermination de la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

- Détermination de la flèche maximale :

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5,07 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 30,93 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_s = 5,07 \text{ kN/ml}$$

$$l = 6000 \text{ mm}$$

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

$$I_y = 1317 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f = 30,93 > f_{adm} = 30$$

La flèche n'est pas vérifiée dans ce cas on met trois étaielements dans la solive pendant la phase de construction

$$f = \frac{2,05}{384} \times \frac{q_s \times \left(\frac{L}{4}\right)^4}{E \times I_y} \quad f = \frac{2,05}{384} \times \frac{5,07 \times \left(\frac{6000}{4}\right)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} \quad f = 0,05 \text{ mm}$$

$$0,05 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad f < f_{adm} \quad \text{Donc condition vérifiée}$$

5) Vérification du déversement :

Le phénomène d'instabilité qui peut se produire dans la solive est le déversement.

Pour assurer que la solive ne déverse pas elle doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,rd} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (Profilé laminé)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L}{i_z}\right)^2\right)^{0,25}}}$$

$$\lambda LT = \frac{\frac{\frac{6000}{4}}{20,5}}{\sqrt{1,13} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{6000}{4}}{\frac{180}{8}} \right)^2 \right)^{0,25}}$$

$$\lambda LT = 61,9$$

$$\bar{\lambda} LT = \left(\frac{\lambda LT}{\lambda_1} \right) \beta_w^{0,5} = \left(\frac{61,9}{86,8} \right) \times 1^{0,5} = 0,71$$

$$\phi LT = 0,5 \times (1 + \alpha LT (\bar{\lambda} LT - 0,2) + \bar{\lambda} LT^2)$$

$$\phi LT = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,71 - 0,2) + 0,71^2)$$

$$\phi LT = 0,81$$

$$\chi LT = \frac{1}{\phi LT + \sqrt{\phi LT^2 - \bar{\lambda} LT^2}}$$

$$\chi LT = \frac{1}{0,81 + \sqrt{0,81^2 - 0,71^2}}$$

$$\chi LT = 0,83$$

$$M_{b,rd} = \chi LT \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,rd} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{b,rd} = 0,83 \times 1 \times \frac{166 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6}$$

$$M_{b,rd} = 34,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 31,5 \text{ kN.m}$$

$$31,5 \text{ kN.m} < 34,45 \text{ kN.m} \quad M_{sd} < M_{b,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) 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 (IPE180) $G_p = 18,8 \text{ kg/ml}$

Charge permanente..... $G = 10 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation.....Q=1.5 kN/m².

1) **Combinaisons des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [(G_T) \times e + G_p] + 1,5 \times Q_C \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [10 \times 1,4 + 0,188] + 1,5 \times 1,5 \times 1,4$$

$$q_u = 22,30 \text{ kN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = [(G_T) \times e + G_p] + Q_C \times e$$

$$q_s = [(10) \times 1,4 + 0,188] + 1,5 \times 1,4$$

$$q_s = 16,29 \text{ kN/ml}$$

2) **Détermination de l'axe neutre**

Largeur efficace :

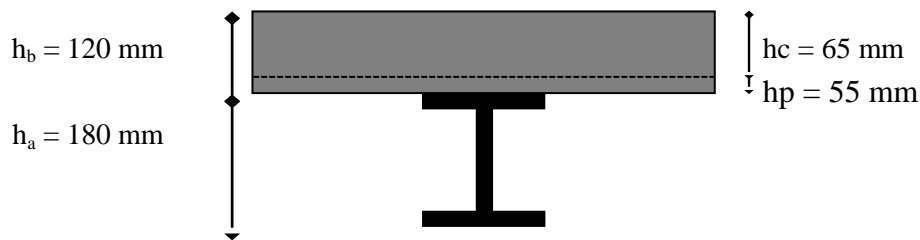


figure 2.4 : schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

$$b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{L_0}{8} \quad b_{eff} = \inf \left\{ 2 \times \frac{6}{8} \quad b_{eff} = \inf \left\{ 1,5 \quad b_{eff} = 1,4 \text{ m} \right. \right. \right.$$

$$R_{Béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = (0,57 \times 25 \times 1400 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{Béton} = 1296,75 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{Avec : } f_y = 275$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 2390) \times 10^{-3}$$

$$R_{Acier} = 624,39 \text{ kN}$$

$$R_{Béton} = 1296.75 \text{ kN} > R_{Acier} = 624.39 \text{ kN}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{pl,rd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \times h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 624,39 \times \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{624,39 \times 65}{2 \times 1296,75} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{pl,rd} = 121,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22,30 \times 6^2}{8} = 100.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 100.35 \leq M_{pl,rd} = 121.35 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant V_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22,30 \times 6}{2} = 67 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{11,3 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3}$$

$$V_{pl,rd} = 163,10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 67 \leq V_{pl,rd} = 163.10 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la rigidité :

La rigidité de la solive est vérifiée si elle satisfait la condition suivante : $f < f_{adm}$

- Détermination de la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

- Détermination de la flèche maximale :

$$v = \frac{A_a}{beff \times hc} \quad v = \frac{2390}{1400 \times 65} \quad v = 0,03$$

$$I_c = \frac{A_a \times (hc + 2hp + h)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_y$$

$$I_c = \frac{2390 \times (65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,03)} + \frac{1400 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$I_c = 6,51 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E \times I_c} \quad f = \frac{5}{384} \times \frac{16,29 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 6,51 \times 10^7} \quad f = 20,11 \text{ mm}$$

$$f = 20,11 < f_{adm} = 30$$

Condition vérifiée

5) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur $h = 95 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

- Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1296,75 ; 624,39)$$

$$R_L = 624,39 \text{ kN}$$

- Nombre de connecteurs :(par demi-portée)

$$N = \frac{R_L}{Prd} = \frac{624,39}{59,97} = 10,41$$

On prend **11 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **22 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{6000}{22} = 272,72 \text{ mm}$$

Donc on prend **22 connecteurs**, avec un espacement de 273 mm

2.6 Solives étage courant :

a) Phase de construction :

On prend les mêmes données pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on adopte un IPE 180

b) Phase final :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant

1) Combinaison des charges :

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times e)] + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (5.64 \times 1.4)] + 1,5 \times 2.5 \times 1.4$$

$$q_u = 16.16 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G \times e)] + Q \times e$$

$$q_s = [0,188 + (5.64 \times 1.4)] + 2.5 \times 1.4$$

$$q_s = 11.58 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.9: Vérification du profilé en phase finale pour plancher courant .

Vérification du profile en phase finale		
Moment résistant	Effort tranchant	Rigidité
$M_{sd} = 72.72 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 48.48 \text{ KN}$	$f_{total} = 13.85 \text{ mm}$
$M_{pl,d} = 121.35 \text{ KN.m}$	$V_{plrd} = 163.10 \text{ KN}$	$f = 24 \text{ mm}$
CV	CV	CV

1) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur $h = 95 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1296.75 ; 624.39)$$

$$R_L = 624.39 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :(par demi-portée)**

$$N = \frac{R_L}{Prd} = \frac{624.39}{59.97} = 10.41$$

On prend **11 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **22 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

:

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{6000}{22} = 272.72 \text{ mm}$$

Donc on prend **22 connecteurs**, avec un espacement de **273 mm**

2.7 Pré dimensionnement des Poutres Porteuses :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

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

2.7.1 Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible :**Bloc R+8 :****1^{er} cas de poutre $L=6\text{m}$ (bureaux)**

$$\frac{6000}{25} < h < \frac{6000}{15}$$

$$240 \text{ mm} < h < 400 \text{ mm}$$

Donc on prendre **IPE360**

Tableau 2.10: Caractéristique mécanique du profilé IPE 360.

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 360	57.1	7273	360	170	12.7	8
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
	16270	1043	1019	14.95	3.79	

a) Phase de construction :

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

Poids propre du profilé.....g_p= 57.1 kg/ml.

Poids propre du béton frais (12cm) G_b=2.64kN/m².

Poids du bac d'acier..... g=0,0956kN/m².

Surcharge de construction (ouvrier)q_c=0,75 kN/m².

1) Calcul des réactions des solives :

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, finale)car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

- **ELU :**

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7.58 \times 5.6}{2} = 21.22 \text{kn}$$

$$2R_u = 42.45 \text{kn}$$

- **ELS :**

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{5.49 \times 5.6}{2} = 15.37 \text{kn}$$

$$2R_s = 30.74 \text{ kn}$$

2) Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.5m

- ELU :

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times b_s] + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0.571 + (2.64 + 0.0956) \times 0.17] + 1,5 \times 0,75 \times 0.17$$

$$q_u = 1.59 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times b_s] + q_c \times b_s$$

$$q_s = [0,571 + (2.64 + 0,0956) \times 0.17] + 0,75 \times 0.17$$

$$q_s = 1.16 \text{ KN/ml.}$$

3) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

Avec :

M_{max} : le moment appliqué

$$\gamma = 1,1$$

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 254.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.59 \times 6^2}{8} + \frac{42.45 \times 6}{2} = 134.50 \text{ k.n.m}$$

$$134.50 \text{ kN.m} \leq 254.75 \text{ kN.m} \text{ donc condition vérifié}$$

4) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\alpha_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 3514}{1.1 \times \sqrt{3}} = 507.20 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + R_u = \frac{1.58 \times 6}{2} + \frac{3 \times 42.45}{2} = 68.41 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 68.41 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 507.20 \text{ kN} \text{ donc condition vérifiée}$$

5) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 1.16 \text{ KN/ml.}$$

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

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

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

$$f_1 = \frac{5 \times 1.16 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0.57 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_2 = \frac{19 \times 30.74 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 9.61 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{\max 1} = f_1 + f_2 = 0.57 + 9.61 = 10.18 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \text{ condition vérifiée.}$$

6) 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 qui la poutre ne risque pas de se déverser .

b) Phase finale :

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

Poids propre du profilé (IPE360) $G_p= 57.1 \text{ kg/ml}$

Charge permanente..... $G=6.40 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q=1 \text{ kN/m}^2$

1) Réaction des solives :

- **ELU :**

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15.56 \times 5.6}{2} = 43.57 \text{ kn}$$

$$2R_u = 87.136 \text{ kn}$$

- **ELS :**

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{11.36 \times 5.6}{2} = 31.81 \text{ kn}$$

$$2R_s = 63.61 \text{ kn}$$

1) Combinaison des charges :

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times bs)] + 1,5 \times q_c \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times [0,571 + (6.40 \times 0.17)] + 1,5 \times 1 \times 0.17$$

$$q_u = 2.49 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = [g_p + (G \times bs)] + Q \times bs$$

$$q_s = [0,571 + (6.40 \times 0.17)] + 1 \times 0.17$$

$$q_s = 1.83 \text{ KN/ml}$$

2) Détermination de l'axe neutre

Largeur efficace :

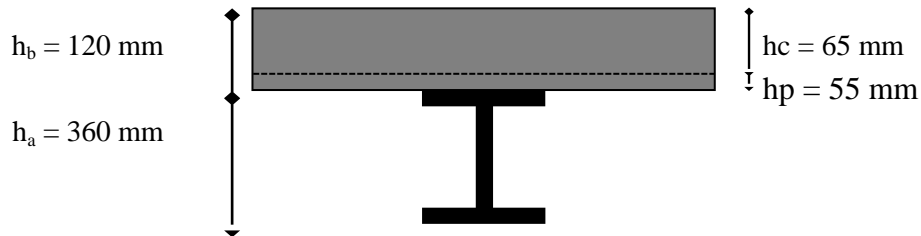


Figure 2.5 : Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

1) Position de l'axe neutre plastique :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2 \times L}{8}, e \right\} = \inf \left\{ 2 \times \frac{6}{8}, 1.5 \right\} = \inf \{ 1.5, 1.5 \}$$

$$b_{eff} = 1.5 \text{ m}$$

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{béton} = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 1389.37 \text{ KN.}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 1900.07 \text{ KN.}$$

$$R_{béton} = 1389.37 \text{ KN} < R_{acier} = 1900.07 \text{ KN.}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle , donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = h - (2 \times t_f) \times t_w$$

$$A_w = 360 - (2 \times 12.7) \times 8 = 2676.8 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 2676,8 \times 10^{-3} = 699,31 \text{ kN}$$

$$R_{\text{beton}} = 1389,37 \text{ kN} > R_w = 699,31 \text{ kN}$$

3) Moment de flexion :

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} \right] + R_b \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$$

$$M_{plrd} = 1900,07 \left[\frac{360}{2} \right] + 1389,37 \left[\frac{65}{2} + 55 \right]$$

$$M_{plrd} = 463,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2,49 \times 6^2}{8} + \frac{87,13 \times 6}{2} = 272,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 272,59 \text{ kN.m} \leq M_{plrdy} = 463,58 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

4) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 3514}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 507,20 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times P}{2} = \frac{2,49 \times 6}{2} + \frac{3 \times 63,61}{2} = 102,88 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 102,88 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 507,20 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

5) Vérification de la rigidité :

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

$$I_c = \left[\frac{A_a (h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_{ya} \right]$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{b_{eff} \times hc} = \frac{7273}{1500 \times 65} = 0.074$$

$$I_c = \left[\frac{7273 (65 + 2 \times 55 + 360)^2}{4(1 + 15 \times 0.074)} + \frac{1500 \times 65^3}{12 \times 15} + 16270 \right]$$

$$I_c = 248953440.2 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times 1.83 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 248953440.2} = 0.59 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_2 = \frac{19 \times 63.61 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 248953440.2} = 13 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{\max 1} = f_1 + f_2 + f_{con} = 0.59 + 13 + 10.18 = 23.77 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.7.2 Poutre Plancher courant :

a) Phase de construction :

On prend les mêmes données pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on adopte un IPE360

b) Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

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 (IPE360) $G_p = 57.1 \text{ kg/ml}$

Charge permanente..... $G = 5.64 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$. (usage bureaux)

1) Reaction des solives :**- ELU :**

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{17.46 \times 5.6}{2} = 48.88 \text{ kn}$$

$$2R_u = 97.77 \text{ kn}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{12.52 \times 5.6}{2} = 35.05 \text{ kn}$$

$$2R_s = 70.11 \text{ kn}$$

2) Combinaison des charges :**- ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times bs)] + 1,5 \times Q \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times [0.571 + (5.64 \times 0.17)] + 1,5 \times 2.5 \times 0.17$$

$$q_u = 2.70 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G \times bs)] + Q \times bs$$

$$q_s = [0,571 + (5.64 \times 0.17)] + 2.5 \times 0.17$$

$$q_s = 1.95 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.11: Les vérifications de la poutre IPE400 pour plancher courant.

Plancher courant		
Msd=305.46KN.m	Mpl,rd= 463.58 KN.m	Condition vérifiée
Vsd=111.01 KN	Vpl,rd= 507.20 KN	Condition vérifiée
f^{max}=14.96 mm	f̄= 24 mm	Condition vérifiée

3) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur h = 95 mm ; Diamètre : d = 19 mm

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}}; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf(1389.37; 1900.07)$$

$$R_L = 1389.37 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :(par demi-portée)**

$$N = \frac{R_L}{Prd} = \frac{1389.37}{59.97} = 23.16$$

On prend **23 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **46 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{6000}{46} = 130.43 \text{ mm}$$

Donc on prend **46 connecteurs**, avec un espacement de **130 mm**

- **Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse inaccessible :**

Bloc R+8 :

2^{eme} cas de poutre L=5.4 m (salle d'archive)

$$\frac{5400}{25} < h < \frac{5400}{15}$$

$$216 \text{ mm} < h < 360 \text{ mm}$$

Donc on prendre **IPE360**

Tableau 2.12: Caractéristique mécanique du profilé IPE 360.

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G(kg/ml)	A(mm ²)	h(mm)	b(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 360	57.1	7273	360	170	12.7	8
Caractéristiques						
	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{pl-y} (cm ³)	i_y (cm)	i_z (cm)	
	16270	1043	1019	14.95	3.79	

a) Phase de construction :

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

Poids propre du profilé..... $g_p = 57.1 \text{ kg/ml}$.

Poids propre du béton frais (12cm) $G_b = 2.64 \text{ kN/m}^2$.

Poids du bac d'acier..... $g = 0.095 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge de construction (ouvrier) $q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$.

1) Calcul des réactions des solives :**- ELU :**

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.89 \times 5.6}{2} = 19.29 \text{ kn}$$

$$2R_u = 38.58 \text{ kn}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{4.97 \times 5.6}{2} = 13.91 \text{ kn}$$

$$2R_s = 27.83 \text{ kn}$$

2) Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.35 m

- ELU :

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_b + g) \times b_s] + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0.571 + (2.64 + 0.0956) \times 0.17] + 1,5 \times 0,75 \times 0.17$$

$$q_u = 1.59 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G_b + g) \times b_s] + q_c \times b_s$$

$$q_s = [0,571 + (2.64 + 0,0956) \times 0.17] + 0,75 \times 0.17$$

$$q_s = 1.16 \text{ KN/ml.}$$

3) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

Avec :

M_{max} : le moment appliqué

$$\gamma = 1,1$$

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 254.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{Ru \times l}{2} = \frac{1.59 \times 5.4^2}{8} + \frac{38.58 \times 5.4}{2} = 109.96 \text{ k n.m}$$

$$109.96 \text{ kN.m} \leq 254.75 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifié}$$

4) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 3514}{1.1 \times \sqrt{3}} = 507.20 \text{ k N}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + Ru = \frac{1.59 \times 5.4}{2} + \frac{3 \times 38.58}{2} = 62.16 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 62.16 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 507.20 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 1.16 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m}$$

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

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

$$f_1 = \frac{5 \times 1.16 \times 5400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0.37 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_2 = \frac{19 \times 27.83 \times 10^3 \times 5400^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 6.35 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f_{\max 1} = f_1 + f_2 = 0.37 + 6.5 = 6.71 \text{ mm} < 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

6) Vérification du déversement :

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

b) 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 (IPE360) $G_p = 57.1 \text{ kg/ml}$

Charge permanente..... $G = 6.40 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

1) Réaction des solives :

ELU :

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.04 \times 5.6}{2} = 39.31 \text{ kn}$$

$$2R_u = 78.62$$

ELS :

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.25 \times 5.6}{2} = 28.7 \text{ kN}$$

$$2R_s = 57.4 \text{ kN}$$

2) **Combinaison des charges :**

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times b_s)] + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0,571 + (6.40 \times 0.17)] + 1,5 \times 1 \times 0.17$$

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = [g_p + (G \times b_s)] + Q \times b_s$$

$$q_s = [0,571 + (6.40 \times 0.17)] + 1 \times 0.17$$

$$q_s = 1.83 \text{ KN/m}$$

3) **Détermination de l'axe neutre**

Largeur efficace :

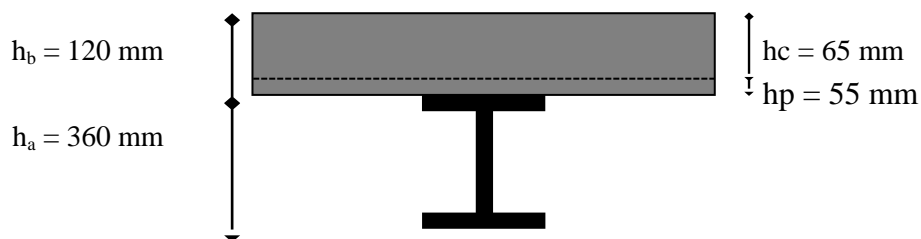


Figure 2.6: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$b_{eff} = \inf \{ 2L/8, e \} = \inf \left\{ 2 \times \frac{5.4}{8}, 1.35 \right\} = \inf \{ 1.35, 1.35 \}$$

$$b_{eff} = 1.35 \text{ m}$$

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec : } f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$R_{béton} = (0,57 \times 25 \times 1350 \times 65) \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 1250.44 \text{ KN.}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 1900.07 \text{ KN.}$$

$$R_{beton} = 1250.44 \text{ KN} < R_{acier} = 1900.07 \text{ KN.}$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = h - (2 \times t_f) \times t_w$$

$$A_w = 360 - (2 \times 12.7) \times 8 = 2676.8 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 2676.8 \times 10^{-3} = 699.31 \text{ kN}$$

$$R_{beton} = 1250.44 \text{ KN} > R_w = 699.31 \text{ KN}$$

4) Moment de flexion :

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} \right] + R_b \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$$

$$M_{plrd} = 1900.07 \left[\frac{360}{2} \right] + 1250.44 \left[\frac{65}{2} + 55 \right]$$

$$M_{plrd} = 451.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.4^2}{8} + \frac{78.62 \times 5.4}{2} = 221.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 221.38 \text{ kN.m} \leq M_{plrdy} = 451.42 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

5) Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + R_u = \frac{2.5 \times 5.4}{2} + \frac{3 \times 78.62}{2} = 117.93 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 117.93 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 507.20 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6) Vérification de la rigidité :

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

$$I_c = \left[\frac{A_a (hc + 2hp + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12 \times m} + I_{ya} \right]$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times hc} = \frac{7273}{1350 \times 65} = 0.083$$

$$I_c = \left[\frac{7273 (65 + 2 \times 55 + 360)^2}{4(1 + 15 \times 0.083)} + \frac{1350 \times 65^3}{12 \times 15} + 16270 \right]$$

$$I_c = 233892708.6 \text{ mm}^4$$

$$f_1 = \frac{5 \times 1.83 \times 5400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 233892708.6} = 0.41 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_2 = \frac{19 \times 57.4 \times 10^3 \times 5400^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 233892708.6} = 9.10 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 5400 \text{ mm}$$

$$f_{\max 1} = f_1 + f_2 + f_{con} = 0.41 + 9.10 + 6.71 = 16.22 \text{ mm} < 21.6 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Poutre Plancher courant :

a) Phase de construction :

On prend les mêmes données pour l'étage courant dans la phase de construction car il ne change pas alors on adopte un IPE360

b) Phase finale :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres du plancher courant sont résumés dans le tableau suivant :

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 (IPE360) $G_p = 57.1 \text{ kg/ml}$

Charge permanente..... $G = 5.64 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$. (usage bureaux)

1) Calcul des réactions des solives :**- ELU :**

$$R_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{20.41 \times 5.6}{2} = 57.15 \text{ kN}$$

$$2R_u = 114.30 \text{ kN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{14.40 \times 5.6}{2} = 40.32 \text{ kN}$$

$$2R_s = 80.64 \text{ kN}$$

2) Combinaison des charges :**- ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times b_s)] + 1,5 \times Q \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [0,571 + (5.64 \times 0.17)] + 1,5 \times 4.8 \times 0.17$$

$$q_u = 3.28 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [g_p + (G \times b_s)] + Q \times b_s$$

$$q_s = [0,571 + (5.64 \times 0.17)] + 4.8 \times 0.17$$

$$q_s = 2.34 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.13 : Les vérifications de la poutre IPE360 (plancher courant)

Plancher courant		
Msd=229.68KN.m	Mpl,rd=451.42 KN.m	Condition vérifiée
Vsd=180.31 KN	Vpl,rd= 507.20 KN	Condition vérifiée
f^{max}=13.32 mm	f̄= 21.6 mm	Condition vérifiée

3) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur $h = 95 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1250.44 ; 1900.07)$$

$$R_L = 1250.44 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :(par demi-portée)**

$$N = \frac{R_L}{Prd} = \frac{1250.44}{59.97} = 20.85$$

On prend 21 connecteurs

On prend **21 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **42 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{5400}{42} = 133.33 \text{ mm}$$

Donc on prend **42 connecteurs**, avec un espacement de **134 mm**

- **Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher terrasse accessible :****Bloc R+3 :**

$$\frac{7000}{25} < h < \frac{7000}{15}$$

$$280 \text{ mm} < h < 466.67 \text{ mm}$$

Donc on prendre **IPE450**

Tableau 2.14: Caractéristique mécanique du profilé IPE 450

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 450	77.6	9880	450	190	14.6	9.4
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
	33740	1676	1702	13.48	4.12	

a) Phase de construction :

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

Poids propre du profilé.....g_p= 77.6 kg/ml.

Poids propre du béton frais (12cm) G_b=2.64kN/m².

Poids du bac d'acier..... g=0,095kN/m².

Surcharge de construction (ouvrier)q_c=0,75 kN/m².

1) Calcul des réactions des solives :

- **ELU:**

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{7 \times 5,6}{2}$$

$$R_{Solive} = 19,6 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{7 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 21 \text{ kN/m}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 19,6 + 21 = 40,6 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_S = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{q_S \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_1 = R_1 = R_{Solive} = \frac{5,07 \times 5,6}{2}$$

$$R_{Solive} = 14,2 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{q_S \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{5,07 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 15,21 \text{ kN/m}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 14,2 + 15,21 = 29,41 \text{ kN/m}$$

1) **Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [(G_D + G_B) \times b_s + G_P] + 1,5 \times Q_C \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(2,64 + 0,0956) \times 0,19 + 0,776] + 1,5 \times 0,75 \times 0,19$$

$$q_u = 1,96 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_S = [(G_D + G_B) \times b_s + G_P] + Q_C \times b_s$$

$$q_S = [(2,64 + 0,0956) \times 0,19 + 0,776] + 0,75 \times 0,19$$

$$q_S = 1,44 \text{ kN/ml}$$

2) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

Avec :

M_{max} : le moment appliqué

$$\gamma = 1,1$$

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 425.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.96 \times 7^2}{8} + \frac{3 \times 40.6 \times 7}{5} = 182.53 \text{ k n.m}$$

$$182.53 \text{ kN.m} \leq 425.5 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 5090}{1.1 \times \sqrt{3}} = 734.68 \text{ k N}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2R_u = \frac{1.96 \times 7}{2} + 2 \times 40.6 = 88.06 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 88.06 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 734.68 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

4) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 1.44 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 7 \text{ m}$$

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

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4.$$

$$f_1 = \frac{5 \times 1.44 \times 7000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 0.64 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{63 \times R_s \times l^3}{1000 \times E \times I_y}$$

$$f_2 = \frac{63 \times 29.41 \times 10^3 \times 7000^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 0.008 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{7000}{250} = 35 \text{ mm}$$

$$f_{\max 1} = f_1 + f_2 = 0.008 + 0.64 = 0.648 \text{ mm} < 35 \text{ mm} \text{ condition vérifiée.}$$

5) Vérification du déversement :

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

b) 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 (IPE450) $G_p = 77.6 \text{ kg/ml}$

Charge permanente..... $G = 10 \text{ kN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

1) Réaction des solives :

ELU:

$$q_u = 22,30 \text{ kN/ml}$$

$$R_1 = R_{\text{Solive}} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{\text{Solive}}}{2}$$

$$R_1 = R_{\text{Solive}} = \frac{22,30 \times 5,6}{2}$$

$$R_{Solive} = 62,44 \text{ kN/ml}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{22,30 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 66,9 \text{ kN/ml}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 62,44 + 66,9 = 129,34 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_S = 16,29 \text{ kN}$$

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{q_S \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{16,29 \times 5,6}{2}$$

$$R_{Solive} = 45,61 \text{ kN/ml}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{q_S \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{16,29 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 48,87 \text{ kN/ml}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 45,61 + 48,87 = 94,48 \text{ kN/ml}$$

2) **Combinaison des charges :**

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times bs)] + 1,5 \times q_c \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times [0,571 + (6,40 \times 0,19)] + 1,5 \times 1,5 \times 0,19$$

$$q_u = 4,04 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = [g_p + (G \times bs)] + Q \times bs$$

$$q_s = [0,571 + (6,40 \times 0,19)] + 1,5 \times 0,19$$

$$q_s = 2,96 \text{ KN/ml}$$

Tableau 2.15 : Les vérifications de la poutre IPE450 (plancher courant).

Plancher courant		
$M_{sd}=567.97\text{KN.m}$	$M_{pl,rd}=722.25\text{KN.m}$	Condition vérifiée
$V_{sd}=272.82\text{ KN}$	$V_{pl,rd}= 734.68\text{ KN}$	Condition vérifiée
$f^{max}=0.6\text{ mm}$	$\bar{f}= 35\text{ mm}$	Condition vérifiée

4) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur $h = 95\text{ mm}$; Diamètre : $d = 19\text{ mm}$

- **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf(1620.94 ; 2581.15)$$

$$R_L = 2581.15\text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs :(par demi-portée)**

$$N = \frac{R_L}{Prd} = \frac{2581.15}{59.97} = 43.04$$

On prend **43 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **86 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{7000}{86} = 81.39\text{mm}$$

Donc on prend **86 connecteurs**, avec un espacement de **82 mm**

2.8 Poutre étage courant :

$$\frac{7000}{25} < h < \frac{7000}{15}$$

$$280\text{ mm} < h < 466.67\text{mm}$$

Donc on prendre **IPE360**

Tableau 2.16: Caractéristique mécanique du profilé IPE 360

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 360	57.1	7273	360	170	12.7	8
	Caractéristiques					
	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)	
	16270	1043	1019	14.95	3.79	

a) Phase de construction :

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

Poids propre du profilé.....g_p= 57.1 kg/ml.

Poids propre du béton frais (12cm) G_b=2.64kN/m².

Poids du bac d'acier..... g=0,095kN/m².

Surcharge de construction (ouvrier)q_c=0,75 kN/m².

1) Calcul des réactions des solives :**- ELU :**

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{7 \times 5,6}{2}$$

$$R_{Solive} = 19,6 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{7 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 21 \text{ kN/m}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 19,6 + 21 = 40,6 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_S = 5,07 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = R_{Solive} = \frac{q_S \text{ Solive} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_1 = R_1 = R_{Solive} = \frac{5,07 \times 5,6}{2}$$

$$R_{Solive} = 14,2 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{q_{S \text{ Solive}} \times l_{Solive}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{5,07 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 15,21 \text{ kN/m}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 14,2 + 15,21 = 29,41 \text{ kN/m}$$

1) Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m

- ELU :

$$q_u = 1,35 \times [(G_D + G_B) \times b_s + G_P] + 1,5 \times Q_C \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(2,64 + 0,0956) \times 0,17 + 0,571] + 1,5 \times 0,75 \times 0,17$$

$$q_u = 1,59 \text{ kN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [(G_D + G_B) \times b_s + G_P] + Q_C \times b_s$$

$$q_s = [(2,64 + 0,0956) \times 0,17 + 0,571] + 0,75 \times 0,17$$

$$q_s = 1,16 \text{ kN/ml}$$

2) Vérification du moment fléchissant résistant :

Le profilé étant en classe 1 alors on utilise la formule suivante :

Avec :

Mmax: le moment appliqué

$$\gamma = 1,1$$

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

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 254.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.59 \times 7^2}{8} + \frac{3 \times 40.6 \times 7}{5} = 180.26 \text{ k n.m}$$

$$180.26 \text{ kN.m} \leq 254.75 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times F_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{35,1 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 506,62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + 2R_U = \frac{1,59 \times 7}{2} + 2 \times 40,6 = 86,77 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 86.77 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 506.62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_s = 1.44 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 7\text{m}$$

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

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

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1,16 \times 7000^4}{2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 1,06 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{63}{1000} \times \frac{R_S \times l^3}{E \times I_y} = \frac{63}{1000} \times \frac{29,41 \times 7000^3}{2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0,02 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \quad f_{max} = 1,06 + 0,02 \quad f_{max} = 1,08 \text{ mm}$$

$$1,08 \text{ mm} < 28 \text{ mm} \quad f = 1.08 < f_{adm} = 28 \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification du déversement :

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

b) 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 (IPE360) $G_p = 57.1$ kg/ml

Charge permanente..... $G = 10$ kN/m².

Surcharge d'exploitation..... $Q = 2.5$ kN/m².

1) Réaction des solives :**ELU :**

$$q_u = 16,16 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = R_{\text{Solive}} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{\text{Solive}}}{2}$$

$$R_1 = R_{\text{Solive}} = \frac{16,16 \times 5,6}{2}$$

$$R_{\text{Solive}} = 45,25 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = R_{\text{Solive}} = \frac{q_u \text{ Solive} \times l_{\text{Solive}}}{2}$$

$$R_2 = R_{\text{Solive}} = \frac{16,16 \times 6}{2}$$

$$R_{\text{Solive}} = 48,48 \text{ kN/m}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 45,25 + 48,48 = 93,73 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_s = 11,58 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = R_{\text{Solive}} = \frac{q_s \text{ Solive} \times l_{\text{Solive}}}{2}$$

$$R_1 = R_{\text{Solive}} = \frac{11,58 \times 5,6}{2}$$

$$R_{\text{Solive}} = 32,42 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = R_{\text{Solive}} = \frac{q_s \text{ Solive} \times l_{\text{Solive}}}{2}$$

$$R_2 = R_{Solive} = \frac{11,58 \times 6}{2}$$

$$R_{Solive} = 34,74 \text{ kN/m}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 32,42 + 34,74 = 67,16 \text{ kN/m}$$

2) Combinaison des charges :

- ELU

$$q_u = 1,35 \times [(G_T) \times b_s + G_p] + 1,5 \times Q_C \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(5,64) \times 0,17 + 0,571] + 1,5 \times 2,5 \times 0,17$$

$$q_u = 2,7 \text{ kN/ml}$$

- ELS

$$q_s = [(G_T) \times b_s + G_p] + Q_C \times b_s$$

$$q_s = [(5,64) \times 0,17 + 0,571] + 2,5 \times 0,17$$

$$q_s = 1,95 \text{ kN/ml}$$

Tableau 2.17: Les vérifications de la poutre IPE360 (plancher courant).

Plancher courant		
Msd=410.20 KN.m	Mpl,rd=483.70 KN.m	Condition vérifiée
Vsd=196.91 KN	Vpl,rd= 506.62KN	Condition vérifiée
$f^{\max}=0.73\text{mm}$	$\bar{f}= 35 \text{ mm}$	Condition vérifiée

3) Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur h = 95 mm ; Diamètre : d = 19 mm

- Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1620.94 ; 1899.29)$$

$$R_L = 1620.94 \text{ kN}$$

- Nombre de connecteurs :(par demi-portée)

$$N = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1620.94}{59.97} = 27.03$$

On prend **27 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **54 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

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

$$esp = \frac{L}{N} = \frac{7000}{27} = 259.25 \text{ mm}$$

Donc on prend **54 connecteurs**, avec un espacement de **260 mm**

2.8 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structurels verticaux qui supportent les charges verticales d'un bâtiment. Ils sont généralement en acier ou en béton et sont disposés de manière régulière pour former une trame. Les poteaux sont dimensionnés en fonction de la charge qu'ils doivent supporter et de la hauteur du bâtiment, Le choix des matériaux et la conception des poteaux dépendent de nombreux facteurs, notamment l'emplacement, le climat, la charge et les exigences esthétiques.

- Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul 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 d'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.

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

2.8.2 Poteaux (usage bureaux)

2.8.3 Calcul de la surface :

$$S = 5.8 \times 5.7 = 33.06 \text{ m}^2.$$

2.8.4 La descente des charges :**2.8.5 Les charges permanentes :**

- Poids du plancher terrasse..... $S \times Gt = 33.06 \times 6.40 = 211.58 \text{ kN}$

Poids des poutres principal(IPE270)..... $(5.7 \times 0.361) = 2.06 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires(IPE 220) $(5.8 \times 0.262) = 1.52 \text{ kN}$

Poids des solives(IPE220)..... $(1.52 \times 3) = 4.56 \text{ kN}$

- Poids du plancher courant..... $S \times Gc = 33.06 \times 5.64 = 186.45 \text{ kN}$

Poids des poutres principal(IPE360)..... $(5.7 \times 0.571) = 3.25 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires(IPE 240) $(5.8 \times 0.307) = 1.78 \text{ kN}$

Poids des solives(IPE240)..... $(1.78 \times 3) = 5.34 \text{ kN}$

2.8.6 Les charges d'exploitation

Plancher terrasse..... $1 \times 33.06 = 33.06 \text{ kN}$

Plancher courant..... $2.5 \times 33.06 = 82.65 \text{ kN}$

Tableau 2. 18: La charge permanente sur le poteau .

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente(kN)
Terrasse	33.06	219.72
8^{eme} étage	33.06	196.74
7^{eme} étage	33.06	193.75
6^{eme} étage	33.06	194.31
5^{eme} étage	33.06	194.97
4^{eme} étage	33.06	195.73
3^{eme} étage	33.06	196.42
2^{eme} étage	33.06	197.26
1^{er} étage	33.06	198.24

Après la loi de dégression :**Tableau 2.19:** La charge d'exploitation sur le poteau central.

Niveau des planchers	Surcharges (Q)	Q _i [KN/m ²]	Σ Surcharges (Q)	Σ Surcharges [KN/m ²]	Σ Surcharges [KN]
Terrasse	Q ₀	1,00	Σ ₀ =Q ₀	1,0	33.06
8 ^{eme} étage	Q ₁	2.5	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	3.5	115.71
7 ^{eme} étage	Q ₂	2.5	Σ ₂ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂)	5.5	181.83
6 ^{eme} étage	Q ₃	2.5	Σ ₃ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	7.0	231.42
5 ^{eme} étage	Q ₄	2.5	Σ ₄ =Q ₀ +0,7(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	8.0	264.48
4 ^{eme} étage	Q ₅	2.5	Σ ₅ =Q ₀ +0,6(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	8.5	281.01
3 ^{eme} étage	Q ₆	2.5	Σ ₆ =Q ₀ +0,5(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	8.5	281.01
2 ^{eme} étage	Q ₇	2.5	Σ ₇ =Q ₀ +0,5(Q ₁ +..... +Q ₇)	9.75	322.34
1 ^{er} étage	Q ₈	2.5	Σ ₈ =Q ₀ +0,5(Q ₁ +.... +Q ₈)	11	363.66

2.8.7 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 conditionsuivante :

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

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

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

2.8.7.2 Poteau de la Terrasse :

$$N_{sd} = 1,35 \times G_T + 1,5 \times Q_T$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 219.72) + (1,5 \times 33.06) = 346.21 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{346.21 \times 1.1}{275} \times 10^3 = 1384.84 \text{ mm}^2$$

Profilé choisi **HEB100**

2.8.7.3 Poteau 8^{ème} étage :

$$G_{Pot} \times H_{Pot} = 1.12 \times 3.5 = 3.92 \text{ Kn}$$

$$G_c = 192.82 + 3.92 = 196.74 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times G_c + 1,5 \times Q_c$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 192.82) + (1,5 \times 115.71) = 433.87 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{(433.87 + 346.21) \times 1.1}{275} \times 10^3 = 3120.32 \text{ mm}^2$$

Profilé choisi **HEB 100**

Tableau 2.20 : Choix de la section des profilés.

Etages	N _G [KN]	N _Q [KN]	N _{sd} [KN]	N _u [KN]	A ^{cal} [mm ²]	A ^{choisi} [mm ²]	Profilé
Terrasse	219.72	33.06	346.21	346.21	1384.84	2604	HEB100
8 ^{ème} étage	196.74	115.71	433.87	780.08	3120.32	3401	HEB120
7 ^{ème} étage	193.75	181.83	534.31	1314.38	5257.55	5425	HEB160
6 ^{ème} étage	194.31	231.42	609.45	1923.83	7695.31	7808	HEB200
5 ^{ème} étage	194.97	264.48	659.93	2583.76	10335.04	10600	HEB240
4 ^{ème} étage	195.73	281.01	685.75	3269.51	13078.04	13140	HEB280
3 ^{ème} étage	196.42	281.01	686.68	3956.19	15824.77	16130	HEB320
2 ^{ème} étage	197.26	322.34	749.81	4706	18824	19780	HEB400
1 ^{er} étage	198.24	363.66	813.11	5519.11	22076.45	21800	HEB450

2.8.8 Vérification du flambement

2.8.8.2 Poteau plus sollicité : Poteaux HEB 450 (1^{er} étage)

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta = 1 \text{ (Pour la section 1 et 2)}$$

χ : facteur de réduction

$$\gamma = 1.1$$

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

- **Exemple de calcul :**

La longueur de flambement est :

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,45\text{m}$$

$$l_{fz} = l_0 = 3.5\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2450}{191.4} = 12.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3500}{73.3} = 47.75$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y | \lambda_z \} = \max (12.80 ; 47.75) = 47.75$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1.5 > 1.2$$

$$t_f = 26\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

$$\alpha = 0.34$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{47.75}{86.81} = 0.55$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 86.81$$

$$\varphi = 0.5(1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2)$$

$$\varphi = 0.5(1 + 0.34(0.55 - 0.2) + 0.55^2) = 0.71$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.55^2}} = 0.86$$

$$N_{b,rd} = 0.86 \times 1 \times 21800 \times \frac{275}{1.1} = 4687 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 813.11 \text{ kn} \leq N_{b,rd} = 4687 \text{ Kn condition vérifiée}$$

donc on opte pour **HEB450**

- **Remarque**

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

Tableau 2.21: Les vrifications du flambement du poteau central

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	N _{brd} (KN)	Condition	Profile finale	N _{brd} (KN)
Terrasse	HEB 100	346.21	201.81	N.Vérifiée	HEB 140	537
8 ^{ème}	HEB 120	433.87	238.07	N.Vérifiée	HEB 140	537
7 ^{ème}	HEB 160	534.31	827.31	Vérifiée	HEB 160	827.31
6 ^{ème}	HEB 200	609.45	1424.96	Vérifiée	HEB 200	1424.96
5 ^{ème}	HEB 240	659.93	2093.5	Vérifiée	HEB 240	2093.5
4 ^{ème}	HEB 280	685.75	2759.4	Vérifiée	HEB 280	2759.4
3 ^{ème}	HEB 320	686.68	3548.6	Vérifiée	HEB 320	3548.6
2 ^{ème}	HEB 400	749.81	4302.15	Vérifiée	HEB 400	4302.15
1 ^{ème}	HEB 450	813.11	4687	Vérifiée	HEB 450	4687

2.9 Poteaux (usage salle d'archive)

2.9.2 Calcul de la surface :

$$S = 5.6 \times 5.7 = 31.92 \text{ m}^2.$$

2.9.3 La descente des charges :**2.9.4 Les charges permanentes :**

- Poids du plancher terrasse..... $S \times Gt = 31.92 \times 6.40 = 204.48 \text{ kN}$

Poids des poutres principal(IPE360)..... $(5.7 \times 0.571) = 3.25 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires(IPE 220) $(5.8 \times 0.262) = 1.52 \text{ kN}$

Poids des solives(IPE220)..... $(1.52 \times 3) = 4.56 \text{ kN}$

- Poids du plancher courant..... $S \times Gc = 31.92 \times 5.64 = 180.03 \text{ kN}$

Poids des poutres principal(IPE360)..... $(5.7 \times 0.571) = 3.25 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires(IPE 240) $(5.8 \times 0.307) = 1.78 \text{ kN}$

Poids des solives(IPE240)..... $(1.78 \times 3) = 5.34 \text{ kN}$

2.9.5 Les charges d'exploitation

Plancher terrasse..... $1 \times 31.92 = 31.92 \text{ kN}$

Plancher courant..... $4.8 \times 31.92 = 153.21 \text{ kN}$

Tableau 2. 22: La charge permanente sur le poteau

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente(kN)
Terrasse	31.92	213.81
8 ^{eme} étage	31.92	191.11
7 ^{eme} étage	31.92	191.57
6 ^{eme} étage	31.92	192.19
5 ^{eme} étage	31.92	193.31
4 ^{eme} étage	31.92	194.49
3 ^{eme} étage	31.92	195.37
2 ^{eme} étage	31.92	196.38
1 ^{er} étage	31.92	197.82

Après la loi de dégression :

Dans l'article 5.1 dans le Document Technique réglementaire DTR B..2.2

5.1 Cas des locaux susceptibles d'une réduction pour grandes surfaces (R.H.) ou d'une majoration éventuelle pour faibles surfaces (M.H.)

$$Q = 6 \times 0.8 = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 2. 23: La charge d'exploitation sur le poteau central

Niveau des planchers	Surcharges (Q)	Q _i [kN/m ²]	Σ Surcharges (Q)	Σ Surcharges [kN/m ²]	Σ Surcharges [kN]
Terrasse	Q ₀	1,00	Σ ₀ =Q ₀	1,00	31.92
8 ^{eme} étage	Q ₁	4.8	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	5.8	185.14
7 ^{eme} étage	Q ₂	4.8	Σ ₂ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂)	9.64	307.71
6 ^{eme} étage	Q ₃	4.8	Σ ₃ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	12.52	399.64
5 ^{eme} étage	Q ₄	4.8	Σ ₄ =Q ₀ +0,7(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	14.44	460.92
4 ^{eme} étage	Q ₅	4.8	Σ ₅ =Q ₀ +0,6(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	15.4	491.57
3 ^{eme} étage	Q ₆	4.8	Σ ₆ =Q ₀ +0,5(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	15.4	491.57
2 ^{eme} étage	Q ₇	4.8	Σ ₇ =Q ₀ +0,5(Q ₁ +.....+Q ₇)	17.8	568.18
1 ^{er} étage	Q ₈	4.8	Σ ₈ =Q ₀ +0,5(Q ₁ +....+Q ₈)	20.2	644.78

2.9.6 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 conditionsuivante :

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

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

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

2.9.6.2 Poteau de la Terrasse :

$$N_{sd} = 1,35 \times G_T + 1,5 \times Q_T$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 213.81) + (1,5 \times 31.92) = 336.52 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{336.52 \times 1.1}{275} \times 10^3 = 1346.08 \text{ mm}^2$$

Profilé choisi **HEB 100**

2.9.6.3 Poteau 8^{ème} étage :

$$G_{Pot} \times H_{Pot} = 0.204 \times 3.5 = 0.714 \text{ Kn}$$

$$G_c = 190.4 + 0.714 = 191.11 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times G_c + 1,5 \times Q_c$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 191.11) + (1,5 \times 185.14) = 535.71 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{(531.71 + 336.08) \times 1.1}{275} \times 10^3 = 3487.15 \text{ mm}^2$$

Profilé choisi **HEB 140**

Tableau 2.24: Choix de la section des profilés.

Etages	N _G [KN]	N _Q [KN]	N _{sd} [KN]	N _u [KN]	A ^{cal} [mm ²]	A ^{choisi} [mm ²]	Profilé
Terrasse	213.81	31.92	336.52	336.52	1346.08	2604	HEB100
8 ^{ème} étage	191.11	185.14	535.71	872.23	3488.91	4296	HEB140
7 ^{ème} étage	191.57	307.71	720.18	1592.41	6369.65	6525	HEB180
6 ^{ème} étage	192.19	399.64	858.92	2451.33	9805.31	10600	HEB240
5 ^{ème} étage	193.31	460.92	952.35	3403.68	13614.71	14910	HEB300
4 ^{ème} étage	194.49	491.57	999.91	4403.59	17614.38	18060	HEB360
3 ^{ème} étage	195.37	491.57	1001.10	5404.69	21618.77	21800	HEB450
2 ^{ème} étage	196.38	568.18	1117.38	6522.07	26088.29	27000	HEB600
1 ^{er} étage	197.82	644.78	1234.23	7756.29	31025.18	30640	HEB700

2.9.7 Vérification du flambement

2.9.7.2 Poteau plus sollicité : Poteaux HEB 700 (1^{er} étage)

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta = 1 \text{ (Pour la section 1 et 2)}$$

χ : facteur de réduction

$$\gamma = 1.1$$

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

- **Exemple de calcul :**

La longueur de flambement est :

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,45\text{m}$$

$$l_{fz} = l_0 = 3.5\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2450}{289.6} = 8.46$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3500}{68.7} = 50.95$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y | \lambda_z \} = \max (8.46 ; 50.95) = 50.95$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.3 > 1.2$$

$$t_f = 32\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

$$\alpha = 0.34$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{50.95}{86.81} = 0.6$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 86.81$$

$$\varphi = 0.5(1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2)$$

$$\varphi = 0.5(1 + 0.34(0.6 - 0.2) + 0.6^2) = 0.75$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.6^2}} = 0.83$$

$$N_{b,rd} = 0.83 \times 1 \times 30640 \times \frac{275}{1.1} = 6357.8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1196.06 \text{ kn} \leq N_{b,rd} = 6357.8 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

donc on opte pour **HEB700**

- **Remarque**

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

Tableau.2.25 : Les vérifications du flambement pour poteau central

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (KN)	N _{brd} (KN)	Condition	Profile finale	N _{brd} (KN)
Terrasse	HEB 100	336.52	201.81	N.Vérifiée	HEB 140	537
8 ^{ème}	HEB 140	535.71	537	Vérifiée	HEB 140	537
7 ^{ème}	HEB 180	720.18	1109.25	Vérifiée	HEB 180	1109.25
6 ^{ème}	HEB 240	858.92	2093.5	Vérifiée	HEB 240	2093.5
5 ^{ème}	HEB 300	952.35	3205.65	Vérifiée	HEB 300	3205.65
4 ^{ème}	HEB 360	999.91	3882.9	Vérifiée	HEB 360	3882.9
3 ^{ème}	HEB 450	1001.10	4687	Vérifiée	HEB 450	4687
2 ^{ème}	HEB 600	1117.38	5805	Vérifiée	HEB 600	5805
1 ^{ème}	HEB 700	1234.23	6357.8	Vérifiée	HEB 700	6357.8

2.9 **Bloc R+3** :

Pour la détermination du poteau du bloc intermédiaire on choisit le poteau le plus sollicité

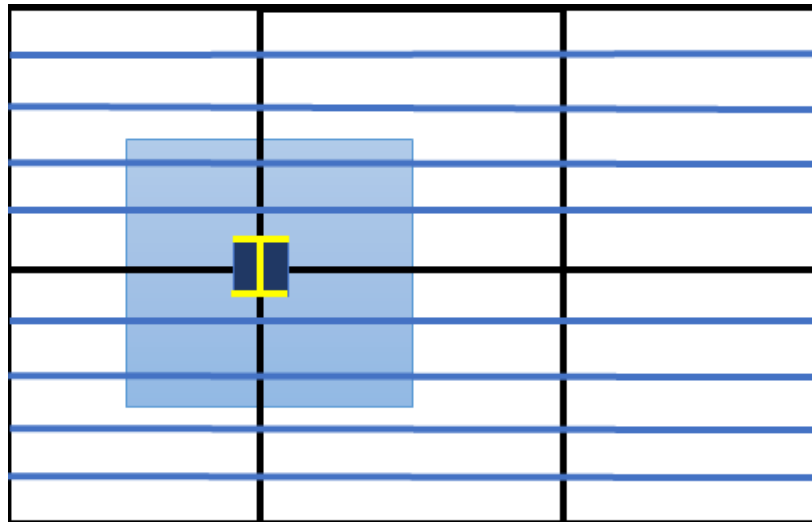


Figure 2.7: Poteau le plus sollicité

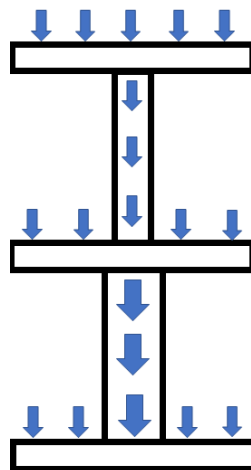


Figure 2.8 : la descente de charge du poteau.

2.9.1 Calcul de la surface :

$S = 5.8 \times 7 = 40.6\text{m}^2.$

2.9.1 La descente des charges :

2.9.1.1 Les charges permanentes :

Poids du plancher terrasse..... $S \times G_t = 40.6 \times 10 = 406 \text{ kN}$

Poids des poutres principal(IPE450)..... $(7 \times 0.776) = 5.43\text{kN}$

Poids du plancher courant..... $S \times G_c = 40.6 \times 5.64 = 228.98\text{kN}$

Poids des poutres principal(IPE360)..... $(7 \times 0.571) = 4 \text{ kN}$

Poids des poutres secondaires(IPE 180) $(5.8 \times 0.188) = 1.09\text{kN}$

Poids des solives(IPE180)..... $(1.09 \times 4) = 4.36\text{kN}$

2.9.1.2 Les charges d'exploitation

Plancher terrasse.....1.5×40.6= 60.9kN

Plancher courant.....2.5 × 40.6 = 101.5kN

Tableau 2.26: La charge permanente sur le poteau.

Niveaux	Surface (m ²)	Charge permanente(kN)
Terrasse	40.6	416.88
3^{eme} étage	40.6	238.29
2^{eme} étage	40.6	239.91
1^{er} étage	40.6	240.54

2.9.2 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 :

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

2.9.2.1 Poteau de la Terrasse :

$$N_{sd} = 1,35 \times G_T + 1,5 \times Q_T$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 416.88) + (1,5 \times 60.9) = 654.14 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{654.14 \times 1.1}{275} \times 10^3 = 2616.56 \text{ mm}^2$$

Profilé choisi **HEB 180****2.9.2.2 Poteau 3^{eme} étage :**

$$G_{Pot} \times H_{Pot} = 0.355 \times 3.5 = 1.24 \text{ Kn}$$

$$G_c = 238.43 + 1.24 = 239.68 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times G_c + 1,5 \times Q_c$$

$$N_{sd} = (1,35 \times 239.68) + (1,5 \times 101.5) = 475.82 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{(475.82 + 654.14) \times 1.1}{275} \times 10^3 = 4519.84 \text{ mm}^2$$

Profilé choisi **HEB 200**

Tableau 2.27: Choix de la section des profilés.

Etages	N_G [KN]	N_Q [KN]	N_{sd} [KN]	N_u [KN]	A^{cal} [mm ²]	A^{choisi} [mm ²]	Profilé
Terrasse	416.88	60.9	654.14	654.14	2616.56	4530	HEA180
3 ^{ème} étage	239.68	101.5	475.29	1129.43	4517.22	5380	HEA200
2 ^{ème} étage	239.91	101.5	476.13	1605.56	6422.24	7680	HEA240
1 ^{er} étage	240.54	101.5	476.98	2082.54	8330.16	8680	HEA260

2.9.3 Vérification du flambement

2.9.3.1 Poteau plus sollicité : Poteaux HEA260 (1^{er} étage)

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \times \beta \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- **Exemple de calcul :**

La longueur de flambement est :

$$l_{fy} = 0,7l_0 = 2,45\text{m}$$

$$l_{fz} = l_0 = 3.5\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2450}{109.7} = 22.33$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3500}{65} = 53.85$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y | \lambda_z \} = \max (22.33 ; 53.85) = 53.85$$

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 \leq 1.2$$

$$t_f = 32 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.34$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{53.85}{86.81} = 0.62$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 86.81$$

$$\varphi = 0.5(1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2)$$

$$\varphi = 0.5(1 + 0.34(0.62 - 0.2) + 0.62^2) = 0.76$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0.76 + \sqrt{0.76^2 - 0.62^2}} = 0.94$$

$$N_{b,rd} = 0.94 \times 1 \times 8682 \times \frac{275}{1.1} = 2040.27 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 476.98 \text{ kn} \leq N_{b,rd} = 2040.27 \text{ Kn}$$

condition vérifiée

donc on opte pour **HEA260**

- **Remarque :**

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

Tableau 2.28 : Les vérifications du flambement pour poteau central

Niveaux	Profilé	N _{sd} (KN)	N _{brd} (KN)	Condition
Terrasse	HEB 180	654.14	690.062	Vérifiée
3 ^{ème}	HEB 200	475.29	888.19	Vérifiée
2 ^{ème}	HEB 240	476.13	1440.75	Vérifiée
1 ^{er}	HEB 260	476.98	2040.27	Vérifiée

2.10 Prédimensionnement des planchers :

2.11.1 Introduction :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$: Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$: Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$: Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour : $e = 15 \text{ cm}$

- Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

• Pour une dalle sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

• Pour une dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- **Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis :**

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

2.10.1 Méthode de calcul :

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, qui elle-même déduit de la méthode des bandes élastiques.

Hypothèse de la méthode:

- Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques ;
- Le matériau est homogène et isotrope ;
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan ;
- La dalle est infiniment rigide dans son plan ;
- Les sections planes restent planes après la déformation ;
- Les déplacements sont faibles

2.10.2 Principe de la méthode :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = \frac{L_x}{L_y}$, $\alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis

(avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous

permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 2$

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

2.10.3 Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé de la dalle .

- **Evaluation des charges :**

- **Plancher terrasse**

$$G = 7.41 \text{ kN/m}^2$$

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

ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 7,41 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 11,50 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 7,41 + 4,8$$

$$q_{ser} = 8,41 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

l'ELU : $v = 0$

$$L_x = 5,4 - 0,18 \text{ m}$$

$$L_y = 5,22 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

L_x : Le plus petit portée de la dalle.

L_y : Le plus grand portée de la dalle.

Pour $\alpha < 0,4$ la dalle port dans un seul sens. Elle est assimilée aux poutres calculées selon les méthodes usuelles.

Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$ la dalle porte selon deux directions Les moments sur appuis et en travée peuvent être estimé forfaitairement.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,22}{5,42} = 0,96$$

$0,4 < \alpha = 0,96 < 1 \rightarrow$ la dalle travail dans les deux directions.

- A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0,0401$$

$$\mu_y = 0,9092$$

D'où :

- **Les moments pour les deux bandes de largeur:**

Sens x-x :

$$M_{0x} = \mu_x P_u L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0401 \times (11,50) \times 5,22^2 = 12,57 \text{ KN.m/ml}$$

Sens v-v :

$$M_{OY} = \mu_y M_{OX}$$

$$M_{OY} = 0,9092 \times 12,57$$

$$M_{OY} = 11,43 \text{ kN.m/ml}$$

- **Les moments en travées :****Sens x-x :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{OX} = 0,85 \times 12,57 = 10,68 \text{ kN.m/m}$$

Sens v-v :

$$M_{ty} = 0,85 M_{OY} = 0,85 \times 11,43 = 9,71 \text{ kN.m/m}$$

- **Les moments sur appuis :****Sens x-x :**

$$M_{ax} = 0,3 M_{OX} = 0,3 \times 12,57 = 3,77 \text{ kN.m/m}$$

Sens v-v :

$$M_{ay} = 0,3 M_{OY} = 0,3 \times 11,43 = 3,43 \text{ kN.m/m}$$

- **Calcul de Ferrailage en travées :****Sens x-x :**

$$M_{tx} = 10,68 \text{ kN.m/ml}$$

D'après l'organigramme :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,68 \times 10^6}{100 \times (13,5 \times 10)^2 \times 14,17} = 0,41$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

D'après le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0.391 < \mu = 0.41 \\ \alpha_R = 0.668 \end{array} \right. \quad (\text{armature tendues et comprimées})$$

$$M_R = \mu_R \cdot f_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_R = 0,391 \times 14,17 \times 100 \times (13,5 \times 10)^2 = 10,10 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$A_s' = \frac{M_{tx} - M_R}{(d - C') \times \sigma_s'} = \frac{(10.68 - 10,10) \times 10^6}{(135 - 1,5 \times 10) \times \frac{400}{1,15}} = 16.29 \text{ mm}^2 = 0.163 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures :**

$$A_s' = 0,163 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$C' = 0,1 \cdot h \quad C' = 0,1 \times 15 \quad C' = 1,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_R = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_R}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,391}) = 0,67$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha_R) = 135 \times (1 - 0,4 \times 0,67) = 98,82 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_R}{Z \cdot \sigma_s} + A_s' \cdot \frac{\sigma_s'}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{10,10 \times 10^6}{98,82 \times \frac{400}{1,15}} + 44,08 \times \frac{400/1,15}{400/1,15} = 337,92 \text{ mm}^2 = 3,38 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures :**

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\emptyset 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

- **Vérification espacement :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = h_{\text{Dalle}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{esp} = \frac{b}{n_{\text{Barre}}} = \frac{100}{5} = 20$$

Direction principale :

$$esp \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq \min \begin{cases} 3 \times 15 \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq \min \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq 33 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction secondaire :

$$esp \leq \min \begin{cases} 4h \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq \min \begin{cases} 4 \times 15 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq \min \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq 40 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction principale :

$$As_{min} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15) = 1,44 \text{ cm}^2$$

Direction secondaire :

$$As_{min} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = (0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15) = 1,2 \text{ cm}^2$$

Calcul de Ferrailage sur appuis :**Sens x-x :**

$$M_{ax} = 3,77 \text{ kN.m/m}$$

D'après l'organigramme :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,77 \times 10^6}{100 \times (13,5 \times 10)^2 \times 14,17} = 0,146$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

D'après le tableau :

$$\begin{cases} \mu_R = 0,391 > \mu = 0,146 & (\text{armature tendues seulement}) \\ \alpha_R = 0,668 \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_R}) \quad \alpha_R = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,391}) \quad \alpha = 0,67$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad Z = 135 \times (1 - 0,4 \times 0,67) \quad Z = 98,82 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{3,77 \times 10^6}{98,82 \times \frac{400}{1,15}} = 109,68 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1,10 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures :**

$$A_s = 1,10 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

- **Vérification espacement :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$e = h_{Dalle} = 15 \text{ cm}$$

$$esp = \frac{b}{n_{Barre}} = \frac{100}{5} = 20$$

Direction principale :

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 15 \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq 33 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction secondaire :

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4h \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 15 \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq 40 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction principale :

$$A_{s_{min}} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15) = 1,44 \text{ cm}^2$$

Direction secondaire :

$$A_{s_{min}} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = (0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15) = 1,2 \text{ cm}^2$$

Par la même méthode de calcul, les résultats pour le sens y-y sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 2.29 : les résultats de ferrailage dans le sens y-y

Sens paramètres	Dans le sens y-y	
	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	3.77	10.86
μ	0.146	0.42
α	0.67	0.67
Z (mm)	98.82	98.82
A_s (cm ²)	1.10	3.12
Choix des armatures	5Ø6	5Ø16
A'_s (cm ²)	/	0.18
Choix	/	5Ø10

Vérification espacement : la même méthode de calcul

- **Evaluation des charges :**

➤ **Plancher courant**

$$G = 6.65 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 6.65 + 1,5 \times 4.8$$

$$q_u = 16.18 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6.65 + 4,8$$

$$q_{ser} = 11.45 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul des moments fléchissant**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,22}{5,42} = 0,96$$

$0,4 < \alpha = 0,96 < 1 \rightarrow$ la dalle travail dans les deux directions.

- A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0,0401$$

$$\mu_y = 0,9092$$

D'où :

- **Les moments pour les deux bandes de largeur:**

Sens x-x :

$$M_{0x} = \mu_x P_u L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0401 \times (16.18) \times 5,22^2 = 17.68 \text{ KN.m/ml}$$

Sens y-y :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,9092 \times 17.68$$

$$M_{0y} = 16.07 \text{ kN.m/ml}$$

- **Les moments en travées :**

Sens x-x :

$$M_{tx} = 0,95 M_{0x} = 0,95 \times 17.68 = 16.80 \text{ kN.m/m}$$

Sens y-y :

$$M_{ty} = 0,95 M_{0y} = 0,95 \times 16.07 = 15.27 \text{ kN.m/m}$$

- **Les moments sur appuis :**

Sens x-x :

$$M_{ax} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 17.68 = 5.30 \text{ kN.m/m}$$

Sens y-y :

$$M_{ay} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 17,68 = 5,30 \text{ kN.m/m}$$

Tableau 2.30 : les résultats de ferrailage dans les deux sens

Sens paramètres	Dans le sens x-x		Dans le sens y-y	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	5.30	16.8	5.30	15.27
μ	0.205	0.685	0.205	0.591
α	0.67	0.67	0.67	0.67
Z (mm)	98.82	98.82	98.82	98.82
A_s (cm ²)	1.54	4.54	1.54	4.18
Choix des armatures	5Ø8	5Ø12	5Ø8	5Ø10
A'_s (cm ²)	/	1.61	/	1.24
Choix	/	5Ø6	/	5Ø6

2.11 Pré-dimensionnement des voiles :

2.11.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique

D'après l'article 7.7.1 du RPA 2003, les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $L \geq 4a$

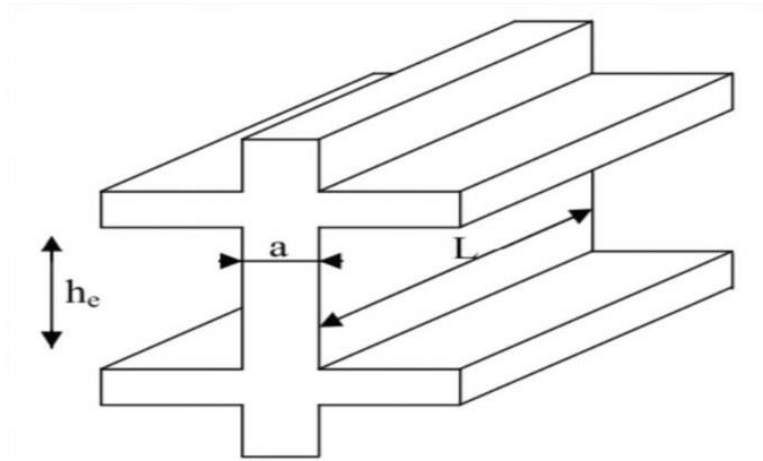


Figure 2.9: vue de la Coupe du voile en élévation

L'épaisseur minimal du voile est de 15 cm il doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous.

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

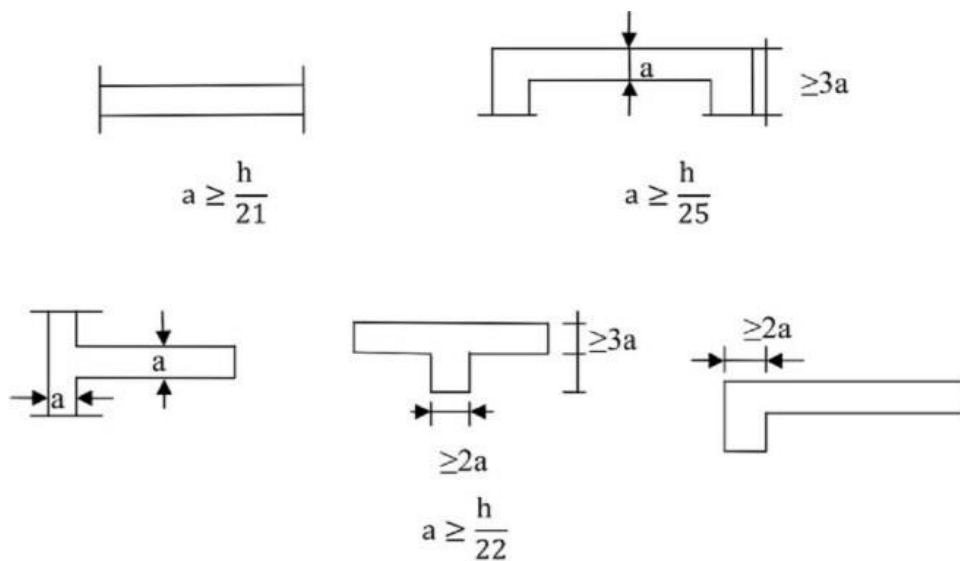


Figure 2.10: Vue de la Coupes de voiles en plan

- **Détermination de la hauteur libre de l'étage h_e :**

$$h_e = h_{Etage} - h_{Plancher} = 350 - 20 = 330 \text{ cm} = 3,30 \text{ m}$$

Avec :

h_{Etage} : La hauteur de l'étage.

$h_{Plancher}$: La hauteur du plancher (Dalle pleine).

Notre bâtiment comporte des hauteurs d'étages similaire du RDC au 8 ème étage donc on détermine l'épaisseur d'un seul voile.

- **Détermination de l'épaisseur du voile :**

L'épaisseur du voile est déterminée d'après les conditions de rigidité aux extrémités on opte le

3eme cas : $a \geq \frac{h_e}{20}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad a \geq \frac{330}{20} \quad a \geq 16,5 \text{ cm}$$

Et par conséquent on prend : **$a = 20 \text{ cm}$** pour les 9 voiles

3.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitation, cependant ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

3.2 L'acrotère

• Définition

L'acrotère est un élément non structural, 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 $Q=1\text{kN/m}$.

• Evaluation de charge : [3]

• Charge permanente :

Le poids du garde-corps a été estimé, donc pour **1m** le poids est comme suit :

$$G = S \times \gamma_b$$

$$G = 0,08 \times 25$$

$$G = 2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

• Charge d'exploitation :

L'effet de la main courante est de :

$$Q = 1 \text{ kN/m.}$$

• Charge sismique :

D'après **RPA 99** version **2003**, les forces horizontales de calcul **F_p** agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$\mathbf{F_p = 4 \times A \times CP \times WP \text{ (6-3)}}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération (**tableau 4.1**) = 0,25.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**tableau 6.1**) = 0,8.

W : Poids de l'élément considéré **G**= 2kN/m. Donc :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2 = 1,6 \text{ kN/m.}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) \rightarrow Q_h = \max(1,5 ; 1,6) = 1,6 \text{ kN/m.}$$

→ Pour une bande de **1m** de largeur : **G**=2 kN/m et **Q_h**=1,6kN/m.

- **Calcul des sollicitations :**

- **ELU :**

- $N_u = 1,35G = 1,35 \times 2 = 2,7 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5 Q_h \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$
- $T_u = 1,5 F_p = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ kN/m}$

- **ELS :**

- $N_s = G = 2 \text{ kN}$
- $M_s = Q_h \times h = 1,6 \times 0,6 = 0,96 \text{ kN.m}$
- $T_s = F_p = 1,6 \text{ kN/m}$

- **Ferraillage de l'acrotère :**

- **Calcul de l'enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable $c = c' = 2 \text{ cm}$.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,7} = 0,33 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = 0,05 \text{ m} < e = 0,33 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

- **La vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimé :**

$$M_u = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,7 \times \left(0,33 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_u = 0,97 \text{ kN.m}$$

- **Calcul du ferrailage :**

D'après l'organigramme de flexion simple :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^6}{100 \times (8 \times 10)^2 \times 14,17} = 0,107 < 0,391$$

→ $A_s' = 0$, donc on a des armatures tendues seulement.

Tableau 3.1: Résultats de ferrailage.

α	Z (mm)	σ_s (MPa)	A_{st} (mm ²)
0,668	58.56	347.83	58.6

Avec :

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

- **Vérification du ferrailage de l'acrotère :**

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

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_s \geq 0,23 \left(\frac{f_{c28}}{f_e} \right) \cdot b_0 \cdot d \rightarrow A_s \geq 0,23 \times \left(\frac{2,5}{400} \right) \times 100 \times 8 \rightarrow A_s \geq 1,15$$

$$A_s = \max(1,15; 0,59)$$

$$A_s = 1,15 \text{ cm}^2$$

On prend **6T8** → $A_s = 3,02 \text{ cm}^2$

- **Les armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

$$0,76 < A_r < 1,51$$

On prend **4T6** → $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- $\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 80} = 0,19 \text{ Mpa}$
- $T = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,16 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,16 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,7; 4 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.3 Les escaliers :

- **Introduction :**

L'escalier est l'élément qui permet l'accès d'un étage à un autre, il est constitué de marches et de contre marches, ainsi que de paliers de repos entre deux volées. Pour réaliser un escalier, on dispose de profilés en U, ainsi que de paillasse appelés limons muni d'un cadre de cornières afin de poser une tôle striée qui permet la circulation sur les escaliers.

- **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** : est un palier placé entre deux niveaux.
- **Volée** : Une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs
- **Marche** : elle peut être encastrée entre deux limons ou reposée sur un ou deux limons. Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

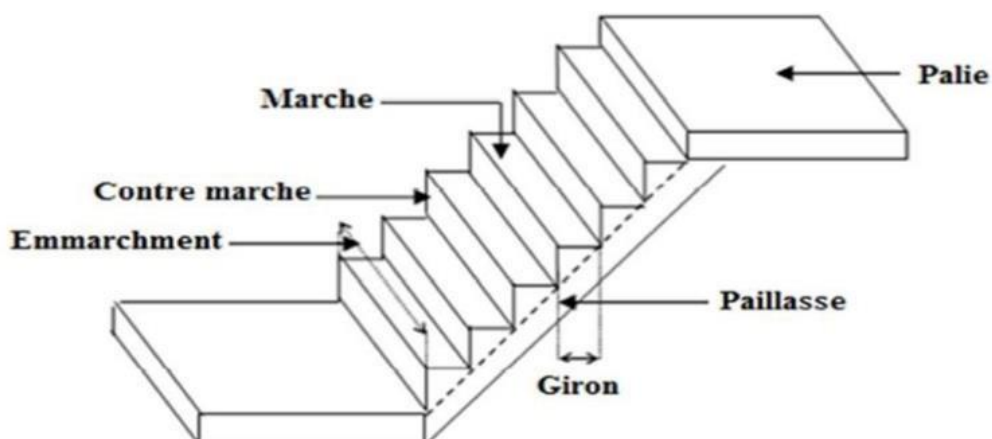


Figure 3.1 : les éléments constituant l'escalier.

- **Choix des dimensions :**

D'après la loi de **BLONDEL** et pour garantir un confort d'escalier optimal on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

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

$$60 \leq 2H + G \leq 64$$

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$ soit :

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

H : Hauteur d'un demi-étage ve.

g : Largeur de la marche.

n : Nombre de contre marches.

n-1 : Nombre de marches.

L : Projection horizontale de la largeur totale de la volée.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\begin{cases} 2h + g = 64 \dots \dots \dots (1) \\ n \times h = H \dots \dots \dots (2) \\ (n - 1)g = L \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

n : La racine de l'équation.

Escalier à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

- **Dimensionnement d'un escalier :**

D'après l'équation (4) et en remplaçant les données de L et H on aura :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

Avec : L = 200 cm

$$\text{Hauteur de l'étage} = H - H_{\text{bac}} - H_{\text{poutre principale}} = 350 - 12 - 33 = 305 \text{ cm}$$

$$H = \frac{\text{Hauteur de l'étage}}{2} = \frac{305}{2} = 152,5 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 152,5 + 216)n + 2 \times 152,5$$

$$64n^2 - 585n + 305 = 0 \dots \dots \dots (5)$$

Pour résoudre cette équation (5) on utilise :

$$\Delta = b^2 - 4ac = (-585)^2 - 4 \times 64 \times 305 = 264145 \quad \text{donc} \quad \Delta > 0$$

Alors :

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-(-585) - \sqrt{264145}}{2 \times 64} = 0,55 \quad \text{Refusé}$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-(-585) + \sqrt{264145}}{2 \times 64} = 8,59 \quad \text{Accepté}$$

On prend :

$$n = 9$$

$$n - 1 = 9 - 1 \quad \Rightarrow \quad (n - 1) = 8$$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = \frac{152,5}{9} = 16,94 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{216}{9-1} = 27 \text{ cm} \quad \text{On prend } g = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'équation de (BLONDEL) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \quad (59 \leq (27 + 2 \times 17) \leq 66) \text{ cm} \quad (59 < 61 < 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad (16 \leq 17 \leq 18) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad (16 < h < 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \quad (22 \leq 27 \leq 33) \text{ cm} \quad (22 < g < 33) \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

- **Calcul de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l_{\text{paillasse}} = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{216^2 + 152,5^2} = 264,41 \text{ cm}$$

$$l = l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}} = 264,41 + 138 = 402,41 \text{ cm}$$

$$\frac{402,41}{30} \leq e \leq \frac{402,41}{20} \quad \rightarrow \quad 13,41 < e < 20,12$$

On prend: **e = 18 cm**

Remarque :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications seront satisfaites.

- **Calcul d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{152,5}{216} = 0,706 \quad \rightarrow \quad \alpha = 35,22^\circ$$

- **Evaluation des charges :**

➤ **Palier :**

Cornière :

Tableau 3.2 : charges permanentes

Matériaux	ρ (kn/m ³)	ep (m)	G(kN/m ²)
• Revêtement	22	0.02	0,4
• Mortier de ciment	/	/	0,4
• Tôle striée	78.5		0,45
Total			1.25

○ **Charges permanente :**

$$G = (G_R + G_M + G_T) \times L$$

$$G = (0,4 + 0,4 + 0,45) \times 1,32$$

$$G = 1,65 \text{ kN/m}$$

○ **Charge d'exploitation :**

$$Q = Q \times L$$

$$Q = 2,5 \times 1,32$$

$$Q = 3,3 \text{ kN/m}$$

○ **Combinaison des charges :**

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 1,65 + 3,3$$

$$q_s = 4,95 \text{ kN/m}$$

○ **Pré-dimensionnement des supports de marche :**

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ mm}$$

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

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 300}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 4,95 \times 1320^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 2,12 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

On adopte la cornière : **L60 × 60 × 8** Avec : $I_y = 29,15 \times 10^4 \text{ mm}^4$ et $G = 7,09 \text{ kg/m}$

Charge permanente :

$$G = (G_R + G_M + G_T) \times L + 2 \times G_{\text{Cornière}}$$

$$G = (0,4 + 0,4 + 0,45) \times 1,32 + 2 \times 0,07$$

$$G = 1,79 \text{ kN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = Q \times L$$

$$Q = 2,5 \times 1,32$$

$$Q = 3,3 \text{ kN/m}$$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$q_u = 1,35 \times (G_{\text{marche}} + G_{L60}) + 1,5 \times Q_{\text{marche}}$$

$$q_u = 7,37 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_s = (G_{\text{marche}} + G_{L60}) + Q_{\text{marche}}$$

$$q_s = 3,3 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

• **Moment fléchissant :**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7,37 \times 1,32^2}{8} = 1,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{6,89 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 1,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1,61 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 1,72 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **L'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7,37 \times 1,32}{2} = 4,86 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{9,03 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 130,34 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 4,86 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 130,34 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **La flèche :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 5,09 \times 1320^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,15 \times 10^4 \times 2} = 0,004 \text{ mm}$$

$$0,004 \text{ mm} < 4,4 \text{ mm} \quad f_{max} = 0,004 < f_{adm} = 4,4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Paillasse :**

Tableau 3.3 : Charge permanente sur la paillasse.

Matériaux	f (kn/m ³)	ep (m)	G(kN/m ²)
• Revêtement	78,5	0,05	0,4
• Mortier de pose	25	0,07	0,4
• tôle striée	/	/	0,45
• Poids des cornières	/	/	0,14
Total			2,36

- **Charges permanentes :**

$$G = 2,36 \text{ kN/ m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ kN/ m}^2$$

- **Charges revenant au limon :**

$$G_1 = \frac{G_{Totale}}{2}$$

$$G_1 = \frac{2,79}{2}$$

$$G_1 = 1,4 \text{ kN/m}$$

- **Palier :****Charge totale :**

$$G=5,64$$

$$G_{Totale} = (G_R + G_M + G_T) \times L$$

$$G_{Totale} = (5,64) \times 1,32$$

$$G_{Totale} = 7,44 \text{ kN/m}$$

- **Charge totale pour un limon :**

$$G_2 = \frac{G_{Totale}}{2}$$

$$G_2 = \frac{7,44}{2}$$

$$G_2 = 3,72 \text{ kN/m}$$

- **Charges d'exploitations :**

$$Q = \frac{Q \times L}{2}$$

$$Q = \frac{2,5 \times 1,32}{2}$$

$$Q = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$q_{s1} = 1,4 + 1,65 = 3,05 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = 3,72 + 1,65 = 5,37 \text{ kN/m}$$

→ Pour être en sécurité et afin de simplifier nos calculs on prendra :

- **Calcul de la charge équivalente :**

$$G_{eq} = \frac{G_{Totale}}{2}$$

$$G_{eq} = \frac{1,4 \times 2,18 + 3,72 \times 1,38}{2,18 + 1,38}$$

$$G_{eq} = 2,3 \text{ kN/m}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q_{eq} = \frac{Q \cdot L}{2}$$

$$Q_{eq} = \frac{2,5 \times 1,32}{2}$$

$$Q_{eq} = 1,65 \text{ kN/m}$$

- Pré dimensionnement des limons :Combinaison des charges :**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G_{eq} + 1,5 \times Q_{eq}$$

$$q_u = 1,35 \times 2,3 + 1,5 \times 1,65$$

$$q_u = 5,58 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_s = G_{eq} + Q_{eq}$$

$$q_s = 2,3 + 1,65$$

$$q_s = 3,95 \text{ kN/m}$$

- Vérification :o Moment fléchissant :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{5,58 \times 4,02^2}{8} = 11,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 25,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 11,27 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 25,75 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

o L'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{5,58 \times 4,02}{2} = 11,21 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{10,4 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 150,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 11,21 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 150,11 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ **La flèche :**

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300}$$

$$l = 2,64 + 1,38 = 4,02 \text{ m}$$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 3,95 \times 4020^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 4,77 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

On adopte un UPN140 → G=16 kg/ml

○ **Vérification de la stabilité du profilé UPN140 :**

Le phénomène d'instabilité qui peut se produire dans UPN140 est le déversement.

Pour assurer que l'UPN140 ne déverse pas elle doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,rd} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{\bar{i}z}}{\sqrt{C_1} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{\bar{i}z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{4020}{17,5}}{\sqrt{1,13} \times \left(1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{4020}{17,5}}{\frac{140}{10}} \right)^2 \right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 110,81$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \beta_w^{0,5} = \left(\frac{110,81}{86,8} \right) \times 1^{0,5} = 1,28$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,28 - 0,2) + 1,28^2)$$

$$\phi = 1,43$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,43 + \sqrt{1,43^2 - 1,28^2}} = 0,48$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,48 \times 1 \times \frac{103 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 12,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 11,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 11,27 \text{ kN.m} < M_{b,rd} = 12,36 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de la poutre palière des limons :**

Evaluation des charges :

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

Combinaison des charges :

ELU :

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

$$R_U = \frac{(1,35 \times 2,3 + 1,5 \times 1,65) \times 4,02}{2}$$

$$R_U = 11,22 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_S = \frac{(G_{eq} + Q_{eq}) \times L}{2}$$

$$R_S = \frac{(2,3 + 1,65) \times 4,02}{2}$$

$$R_S = 7,94 \text{ kN}$$

Charge équivalente :

ELU :

$$G_{eq} = \frac{4 \times R_U}{4} + G_{Garde corp} = \frac{4 \times 11,22}{4} + 1 = 12,22 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$G_{eq} = \frac{4 \times R_S}{4} + G_{Garde corp} = \frac{4 \times 7,94}{4} + 1 = 8,94 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification :**○ **Moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,22 \times 4^2}{8} = 22,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{103 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} = 25,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 22,44 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 25,75 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ **L'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,22 \times 4}{2} = 22,44 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{10,4 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 150,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22,44 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 150,11 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ **La flèche :**

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300}$$

$$l = 2,64 + 1,38 = 4,02 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 300}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 12,22 \times 400^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 1,45 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On adopte un UPN140 $G=16 \text{ kN/ml}$

○ **Vérification de la stabilité du profilé UPN140 :**

Par la même méthode de calcul on déduit que L'UPN 140 convient pour la poutre palière.

4.1 INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Cela implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

4.2 Etude dynamique :

Pour chaque étude dynamique il faut toujours créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

4.3 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique des structures est d'analyser comment elles se comportent sous l'effet des charges dynamiques telles que les vibrations, les secousses sismiques.

Cette analyse permet de déterminer les réponses de la structure (déplacement, efforts) et de s'assurer qu'elle est conçue pour résister à ces charges.

4.4 Modélisation de rigidité :

Modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure à été modélisé par un élément linéaire

- type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Les voiles sont modélisés par un élément surfacique type shell à quatre nœud
- Maillage : une dimension de maille de 0,5m. Cette dimension permet de réaliser un maillage pour les éléments les plus petits, tout en gardant un temps de calcul optimal.
- A tout les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres .

4.5 Modélisation de masse :

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003**

avec $(\beta=0,2)$ Tab4.5 [1]

La masse de l'acrotère et des murs rideaux a été répartie aux niveaux des poutres quise trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

4.6 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peut mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.6.1 La méthode statique équivalente :

4.6.1.1 Principe :

La méthode statique équivalente consiste à remplacer les charges sismiques réelles par des charges sismiques équivalentes , qui sont calculées en utilisant des coefficients et des facteurs de comportement sismique .

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.

4.6.1.2 Modélisation

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

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.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

4.6.1.3 Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Notre projet est dans la **Zone III** ce qui implique les conditions suivantes :

Groupe d'usage **3** et **2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou **17 m**.

Groupe d'usage **1A**, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou **8 m**

REMARQUE :

- **Bloc R+8 :**

la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17 m (31.5m).

- **Bloc R+3 :**

Notre bâtiment a une hauteur de 14 m et il comporte des bureaux et d'après **RPA99** qui indique :

- Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas les 48 m.
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, ...

On déduit que notre bâtiment est classé comme :

Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

4.7 la méthode modale spectrale :

4.7.1 Principe :

la méthode modale spectrale consiste à déterminer les modes de vibration d'une structure et à utiliser ces modes pour calculer les réponses sismiques de la structure. Cette méthode implique de calculer les fréquences et les modes de vibration de la structure, puis d'utiliser ces données pour déterminer les accélérations spectrales pour chaque mode de vibration. Les accélérations spectrales sont ensuite combinées pour obtenir une réponse sismique globale de la structure. Cette méthode est souvent utilisée pour les structures de grande hauteur et les structures complexes, car elle permet de prendre en compte les effets de la flexibilité de la structure et de la distribution des masses sur la réponse sismique.

4.7.2 Spectre de réponse :

Le spectre de réponse est utilisé pour déterminer les forces sismiques qui agissent sur une structure. Il permet de déterminer la réponse maximale d'une structure à des vibrations sismiques en fonction de la période (T) .

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (**Tableau 4.3) RPA99/V2003**)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par **Tableau 4.2(RPA99version2003)**

Notre bâtiment est en charpente métallique avec remplissage en acier dense et d'après **Tableau 4.2(RPA99version2003)** :

- **Bloc R+8 et Bloc R+3 :**

$$\xi = 5\%$$

4.7.3 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode :

4.7.3.1 Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 [5])

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes

(K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_k \leq 0.20$$

Avec :

N est le nombre de niveaux au-dessus de sol

T_k : la période du mode K

4.7.3.2 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$

4.7.3.3 Déplacements inter étages (article 5.10 [5])

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_k^x \leq \Delta \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \Delta$$

Avec :

$$\Delta = 0,01h_e$$

h_e : hauteur d'étage

$$\delta_k^x = R_r \delta^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R_r \delta^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$.

Δ_k^y : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $y-y$.

δ_k^x : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$

δ_k^y : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $y-y$

4.7.3.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :

L'effet P-delta est un effet de second ordre qui doit être pris en compte pour les structures de grande hauteur et de grande portée. Il est dû à l'interaction entre les forces axiales et les déformations de flexion. Dans le règlement parasismique Algérien l'effet P-delta est pris en compte pour les bâtiments de plus de 12 étages. Cette prise en compte est justifiée car l'effet P-

delta peut entraîner des déplacements importants de la structure, qui peuvent à leur tour affecter la stabilité de la structure. En prenant en compte l'effet P-delta, le règlement parasismique Algérien assure une conception plus précise et plus sûre des structures.

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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

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'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage

4.8 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliqué à la base de la structure est calculée selon la formule suivante :

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

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions horizontales est orthogonale (Horizontale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids actif de la structure

4.8.1 Détermination du coefficient d'accélération des zones A :

Pour la détermination du coefficient d'accélération des zones on détermine la zone sismique et le groupe d'usage (**Article 3.1 et 3.2 du RPA 99 version 2003**).

- **Bloc R+8 et R+3 :**

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage: 2} \\ \text{zone sismique : III} \end{cases} \rightarrow A = 0.25$$

4.8.2 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le Facteur d'amplification dynamique moyen est donnée en fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement et de la période fondamentale de la structure. Calculé par la formule suivante :

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le **tablea4.7** [1].

- **Bloc R+8 et R+3 :**

$$\text{Catégorie S3} \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T1 = 0.15 s \\ T2 = 0.50s \end{cases}$$

4.8.3 Détermination de facteur de correction d'amortissement η :

- **Bloc R+8 et Bloc R+3 :**

$$\eta = 1$$

4.8.4 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \quad , \quad T = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_n : hauteur d'étage

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage et de maçonnerie donné par le **tableau 4.6**

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

- **Bloc R+8 :**

Dans notre projet $C_T = 0.05$

$$T = 0,050 \times 31,5^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0,66 \text{ s}$$

Selon le sens x :

$$T_x = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_x}} \quad T_x = \frac{0,09 \times 31,5}{\sqrt{17,4}} \quad T_x = 0,68 \text{ s}$$

$$T_x = \min \left(C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_x}} \right) \quad T_x = \min(0,66 ; 0,68) \quad T_x = 0,66 \text{ s}$$

$$T_{x_{Empirique}} = 1,3 T_x = 1,3 \times 0,66 = 0,86 \text{ s}$$

Selon le sens y :

$$T_y = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_y}} \quad T_y = \frac{0,09 \times 31,5}{\sqrt{45,2}} \quad T_y = 0,42 \text{ s}$$

$$T_y = \min \left(C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_y}} \right) \quad T_y = \min(0,66 ; 0,42) \quad T_y = 0,42 \text{ s}$$

$$T_{y_{Emp\acute{e}rique}} = 1,3T_y = 1,3 \times 0,42 = 0,55 \text{ s}$$

Tableau 4.1 : Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base.

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{Emp\acute{e}rique} < T_{Analytique} < 1,3T_{Emp\acute{e}rique}$	$T = T_{Analytique}$
$T_{Analytique} \geq 1,3T_{Emp\acute{e}rique}$	$T = 1,3T_{Emp\acute{e}rique}$

- **Bloc R+3** :

Calcul de T :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \quad T = 0,050 \times 14^{\frac{3}{4}} \quad T = 0,36 \text{ s}$$

Le sens x-x :

$$T_x = \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_x}} \quad T_x = \frac{0,09 \times 14}{\sqrt{14}} \quad T_x = 0,34 \text{ s}$$

$$T_x = \min\left(C_T h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_x}}\right) \quad T_x = \min(0,36; 0,34) \quad T_x = 0,34 \text{ s}$$

$$T_{Emp\acute{e}rique} = 1,3T_x \quad T_{Emp\acute{e}rique} = 1,3 \times 0,34 = 0,442 \text{ s}$$

le sens y-y :

$$T_y = \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_y}} \quad T_y = \frac{0,09 \times 14}{\sqrt{17,2}} \quad T_y = 0,30 \text{ s}$$

$$T_y = \min\left(C_T h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09h_n}{\sqrt{D_y}}\right) \quad T_y = \min(0,36; 0,30) \quad T_y = 0,30 \text{ s}$$

$$T_{Emp\acute{e}rique} = 1,3T_y \quad T_{Emp\acute{e}rique} = 1,3 \times 0,30 = 0,39 \text{ s}$$

4.8.5 Coefficient de comportement R :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 v2003.

- Bloc R+8

R=4 (Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portique métallique en façades.)

Bloc R+3 :

R= 4 (Mixte portique/palées triangulées en V).

4.8.6 facteur de qualité Q :

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4[1]

- Bloc R+8 :**Les critères de qualité q à vérifier sont :**

Condition minimale sur les files de contreventement :

Sens x-x

Au moins 3 travées selon le sens x-x (N/observé)

$$L_{MAX}/L_{MIN} = 6/5,4 = 1,1 < 1,5 \quad (\text{observé})$$

Sens y-y :

Au moins 3 travées selon le sens y-y (observé)

$$L_{MAX}/L_{MIN} = 6/5,6 = 1,07 < 1,5 \quad (\text{observé})$$

Redondance en plan :**Sens x-x**

Au moins quatre fils de portique dans chaque étage (observé)

Sens y-y :

Au moins quatre fils de portique dans chaque étage (observé)

Régularité en plan :

On doit avoir : $e_x \leq 0,15L_x$; $e_y \leq 0,15L_y$

$L_x = 17,4 \text{ m}$; $L_y = 14 \text{ m}$

Détermination du centre de masse :

$$X_{CM} = (5,4 + 6 + 6) / 2 = 8,7 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{(5,6 \times 7) + 6}{2} = 22,6 \text{ m}$$

A partir de ces coordonnées on un nouvel centre de masse :

$X_{CM} = 0 \text{ m}$; $Y_{CM} = 0 \text{ m}$ (Coordonnées du centre de masse)

Détermination du centre de rigidité :

$$X_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} = \frac{\sum 2UPN160 \times X_i}{\sum 2UPN160}$$

$$X_{CR} = \frac{(2 \times 925 \times 10^4) \times (-22,6) + (2 \times 925 \times 10^4) \times (22,6)}{(2 \times 925 \times 10^4) + (2 \times 925 \times 10^4)}$$

$$X_{CR} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}} = \frac{\sum 2UPN200 \times Y_i}{\sum 2UPN200}$$

$$Y_{CR} = \frac{(2 \times 1910 \times 10^4) \times (-8,7) + (2 \times 1910 \times 10^4) \times (8,7)}{(2 \times 1910 \times 10^4) + (2 \times 1910 \times 10^4)}$$

$$Y_{CR} = 0 \text{ m}$$

$$|e_x| = |X_{CM} - X_{CR}| = |0 - 0| = 0 \text{ m}$$

$$|e_y| = |Y_{CM} - Y_{CR}| = |0 - 0| \quad e_y = 0 \text{ m}$$

$$0,15L_x = 0,15 \times 45,2 = 6,78 \text{ m}$$

$$0,15L_y = 0,15 \times 17,4 = 2,61 \text{ m}$$

$e_x = 0 > 0,15L_x = 2,61 \text{ m}$ **Condition vérifiée**

$e_y = 0 < 0,15L_y = 2,61 \text{ m}$ **Condition vérifiée**

Tableau 4.2 : facteur de qualité.

Les critères	Observé oui/non	Pq // xx	observée (oui/non)	Pq // yy
Condition minimales sur les files de contreventement.	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan.	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan.	oui	0	Oui	0
Régularité en élévation.	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux.	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité de l'exécution.	Oui	0	Oui	0

➤ $Q_x=1$; $Q_y=1$

- **Bloc R+3 :**

Les critères de qualité q à vérifier sont :

Condition minimale sur les files de contreventement :

Sens x-x

Au moins 3 travées selon le sens x-x (N/observé)

$$L_{MAX}/L_{MIN} = 7/7 = 1 < 1,5 \quad (\text{observé})$$

Sens y-y :

Au moins 3 travées selon le sens y-y (observé)

$$L_{MAX}/L_{MIN} = 6/5,6 = 1,07 < 1,5 \quad (\text{observé})$$

Redondance en plan :

Sens x-x

Au moins quatre fils de portique dans chaque étage (N/observé)

Sens y-y :

Au moins quatre fils de portique dans chaque étage (N/observé)

Régularité en plan :

On doit avoir : $e_x \leq 0,15L_x$; $e_y \leq 0,15L_y$

$L_x=17,2 \text{ m}$; $L_y=14 \text{ m}$

Détermination du centre de masse :

$$X_{CM}=(5,6+6+5,6) /2 =8,6 \text{ m}$$

$$Y_{CM}=(7+7) /2 =7\text{m}$$

A partir de ces coordonnées on un nouvel centre de masse :

$$X_{CM}=0 \text{ m} \quad ; \quad Y_{CM}=0\text{m} \quad (\text{Coordonnées du centre de masse})$$

Tableau 4.3 : facteur de qualité.

Les critères	Observé oui/non	Pq // xx	observée (oui/non)	Pq // yy
Condition minimales sur les files de contreventement.	non	0.05	oui	0
Redondance en plan.	non	0.05	oui	0
Régularité en plan.	oui	0	Oui	0
Régularité en élévation.	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux.	Oui	0	Oui	0
Contrôle de qualité de l'exécution.	Oui	0	Oui	0

$$\triangleright Q_x=1.1 \quad ; \quad Q_y=1$$

- Bloc R+8 :**4.9 Résultats de l'analyse sismique****4.9.1 Model initial :****4.9.1.1 les dimensions des elements utilisé :(usage bureaux)****- plancher terrasse :**

Poutre principale : **IPE 360** ,Poutre secondaire : **IPE 220** , Solive : **IPE 220**

- Plancher courant :

Poutre principale : **IPE 360** , Poutre secondaire : **IPE 240** , Solive : **IPE 240**

Poteaux : **HEB450** (-1^{er}-2^{eme} , 3^{eme} étages) ; **HEB400** (4^{eme}-5^{eme}-6^{eme} étages) ;

HEB360 (7^{ème}-8^{ème}-9^{ème} étages)

4.9.1.2 (usage salle d'archive)

- Plancher terrasse :

Poutre principale : **IPE 360** , Poutre secondaire : **IPE 220** , Solive : **IPE 220**

- Plancher courant :

Poutre principale : **IPE 360** , Poutre secondaire : **IPE 240** , Solive : **IPE 240**

Poteaux : **HEB700** (-1^{er}-2^{ème} , 3^{ème} étages) ; **HEB600** (4^{ème}-5^{ème}-6^{ème} étages) ; **HEB550** (7^{ème}-8^{ème}-9^{ème} étages)

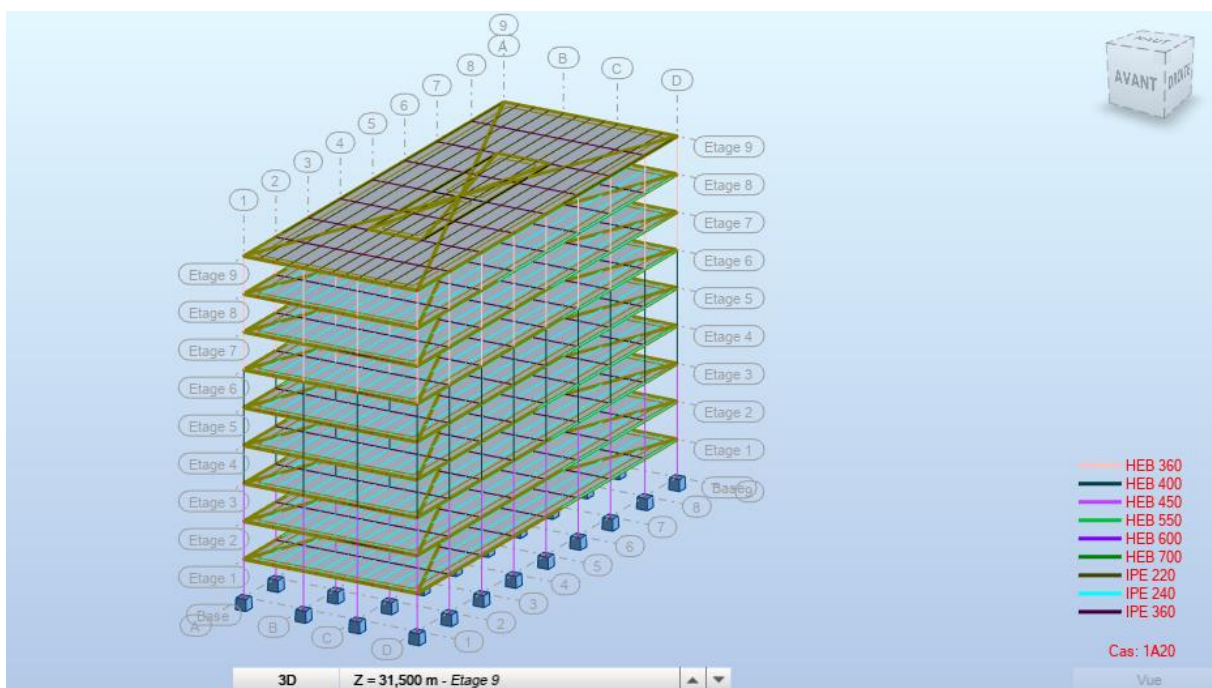


Figure 4.1 : vue en 3d du model initial.

Tableau 4.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	19,35	0,00	64,66	0,00	64,66
4/ 2	3,12	0,00	84,48	0,00	19,82
4/ 3	1,66	50,16	84,48	50,16	0,00
4/ 4	1,36	76,75	84,48	26,59	0,00
4/ 5	1,11	76,75	91,31	0,00	6,82
4/ 6	0,56	76,75	94,86	0,00	3,56
4/ 7	0,52	83,46	94,86	6,70	0,00
4/ 8	0,43	87,52	94,86	4,07	0,00
4/ 9	0,34	87,53	96,97	0,00	2,11
4/ 10	0,27	90,19	96,97	2,67	0,00
4/ 11	0,23	90,20	98,32	0,01	1,35
4/ 12	0,22	92,12	98,32	1,92	0,00
4/ 13	0,17	93,64	98,33	1,53	0,00
4/ 14	0,17	93,64	99,21	0,00	0,89
4/ 15	0,14	94,97	99,21	1,32	0,00
4/ 16	0,13	94,97	99,74	0,00	0,53
4/ 17	0,12	95,91	99,74	0,94	0,00
4/ 18	0,11	95,91	100,00	0,00	0,26
4/ 19	0,09	96,83	100,00	0,92	0,00
4/ 20	0,08	97,44	100,00	0,61	0,00
5/ 1	19,35	0,00	64,66	0,00	64,66
5/ 2	3,12	0,00	84,48	0,00	19,82
5/ 3	1,66	50,16	84,48	50,16	0,00
5/ 4	1,36	76,75	84,48	26,59	0,00
5/ 5	1,11	76,75	91,31	0,00	6,82
5/ 6	0,56	76,75	94,86	0,00	3,56
5/ 7	0,52	83,46	94,86	6,70	0,00
5/ 8	0,43	87,52	94,86	4,07	0,00
5/ 9	0,34	87,53	96,97	0,00	2,11
5/ 10	0,27	90,19	96,97	2,67	0,00

4.2.1 L'analyse dynamique de la structure a

conduit à:

- Une période fondamentale $T= 19.35s$
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation suivant y-y
- Le **2^{ème} mode** est un mode de rotation
- Le **3^{ème} mode** est un mode de translation suivant x-x
- La participation massique atteint les 90% dans le 10^{ème} mode suivant le sens (x-x), et le 5^{ème} mode suivant le sens (y-y).

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, notre structure est trop souple on va ajouter un noyau central

4.2.2 Modèle 2 :

Pour cette étape on a utilisé un noyau central en Béton armé qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

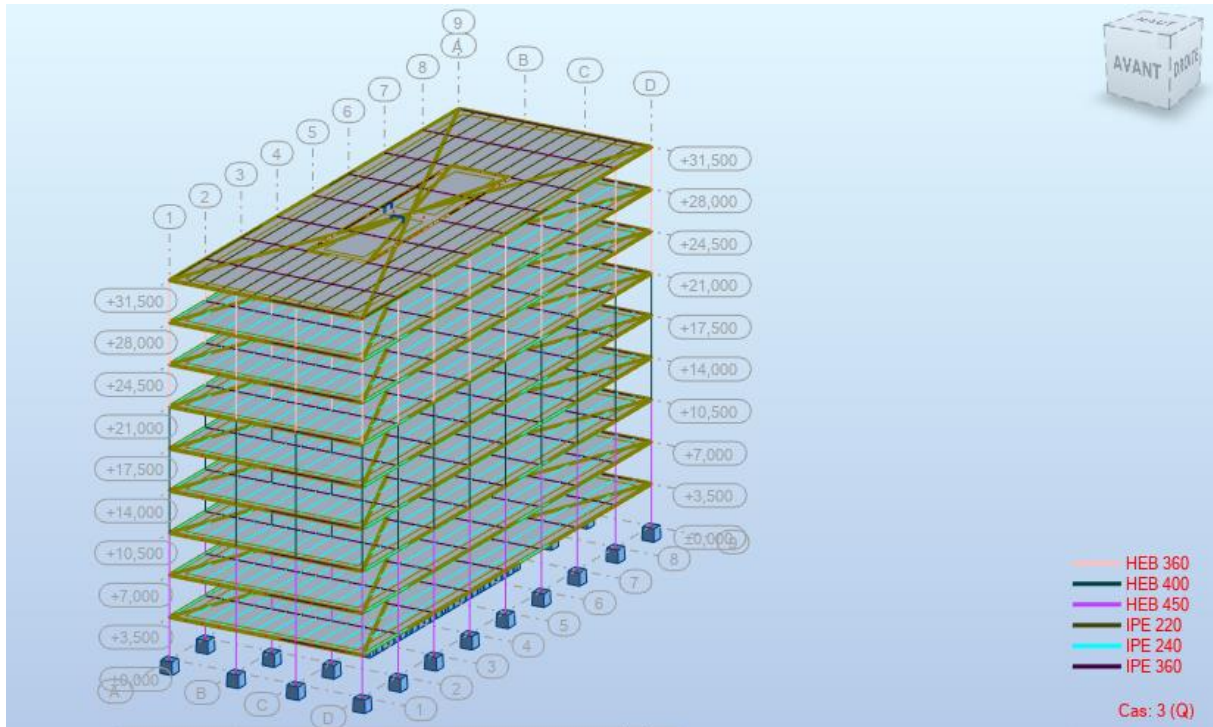


Figure 4.2 : vue en 3D de model intermediaire.

Tableau 4.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle intermédiaire .

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,43	68,75	0,02	68,75	0,02
4/ 2	0,30	70,53	0,87	1,78	0,85
4/ 3	0,19	70,53	73,32	0,00	72,45
4/ 4	0,12	80,00	73,53	9,47	0,22
4/ 5	0,10	90,27	74,19	10,27	0,66
4/ 6	0,09	90,34	85,29	0,07	11,10
4/ 7	0,08	90,72	89,25	0,38	3,95
4/ 8	0,08	91,00	89,90	0,28	0,65
4/ 9	0,08	91,11	92,45	0,10	2,55
4/ 10	0,07	91,13	93,02	0,02	0,57
4/ 11	0,07	91,13	93,67	0,00	0,64
4/ 12	0,07	91,13	94,13	0,00	0,46
4/ 13	0,07	91,24	94,31	0,11	0,19
4/ 14	0,07	91,26	94,46	0,03	0,15
4/ 15	0,06	91,26	94,62	0,00	0,16
4/ 16	0,06	91,42	94,63	0,16	0,01
4/ 17	0,06	95,62	94,63	4,20	0,00
4/ 18	0,05	95,67	94,64	0,05	0,00
4/ 19	0,05	95,72	94,64	0,05	0,00
4/ 20	0,04	97,49	94,64	1,77	0,00
5/ 1	0,43	68,75	0,02	68,75	0,02
5/ 2	0,30	70,53	0,87	1,78	0,85
5/ 3	0,19	70,53	73,32	0,00	72,45
5/ 4	0,12	80,00	73,53	9,47	0,22
5/ 5	0,10	90,27	74,19	10,27	0,66
5/ 6	0,09	90,34	85,29	0,07	11,10
5/ 7	0,08	90,72	89,25	0,38	3,95
5/ 8	0,08	91,00	89,90	0,28	0,65
5/ 9	0,08	91,11	92,45	0,10	2,55
5/ 10	0,07	91,13	93,02	0,02	0,57

4.2.2.2 L'analyse dynamique de la structure a**conduit :**

- Une période fondamentale $T = 0.43s$
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation suivant x-x
- Le **2^{ème} mode** est un mode de rotation
- Le **3^{ème} mode** est un mode de translation suivant x-x
- La participation massique atteint les 90% dans le 7^{ème} mode suivant le sens (x-x), et suivant le sens (y-y) n'atteint pas les 90% .

Remarque : Dans ce cas notre structure est trop rigide on à préférer de diminuit la longueur du

noyau central .et d'ajouter des palées de stabilité en V à l'extrémité pour éviter le mode de rotation dans les deux premiers modes .

4.2.3 Model final :

4.2.3.2 Caractéristiques dynamique propres du model final

les dimensions des éléments utilisé :

Poutre principale : (Terrasse **IPE270**) (Etage courant **IPE330**)

Poutre secondaire : : (Terrasse **IPE220**) (Etage courant **IPE240**)

Solive : (Terrasse **IPE220**) (Etage courant **IPE240**)

Poteaux : (**HEA340** pour 1^{er}-2^{eme}-3^{eme} étages)

Poteaux (**HEA320**pour 4^{eme}-5^{eme} -6^{eme} étages)

Poteaux (**HEA300** pour 7^{eme}-8^{eme} - 9^{eme} étages)

Palées triangulées en V : Profilée Double **UPN 160** suivant x-x

Palées triangulées en V : Profilée Double **UPN 200** suivant y-y

Tableau 4.6 : Periode et facteur de participation massique du model final.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,66	2,73	64,27	2,73	64,27
4/ 2	0,64	65,42	67,43	62,69	3,15
4/ 3	0,46	68,58	67,63	3,16	0,20
4/ 4	0,17	76,51	69,07	7,93	1,44
4/ 5	0,15	78,25	88,71	1,74	19,64
4/ 6	0,13	89,41	89,24	11,16	0,53
4/ 7	0,09	90,68	90,10	1,27	0,86
4/ 8	0,08	91,04	94,79	0,36	4,68
4/ 9	0,07	94,60	94,80	3,56	0,02
4/ 10	0,06	95,28	96,34	0,68	1,54
4/ 11	0,06	95,94	96,80	0,66	0,46
4/ 12	0,05	95,95	97,62	0,00	0,82
4/ 13	0,05	96,05	97,66	0,11	0,04
4/ 14	0,05	96,06	98,06	0,01	0,40
4/ 15	0,05	98,01	98,06	1,95	0,00

4.2.3.3 L'analyse dynamique de la structure a conduit :

- Une période fondamentale $T = 0.66$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation
- La participation massique atteint les 90% dans le 7^{ème} mode suivant le sens (x-x), et dans le 7^{ème} mode suivant le sens (y-y)

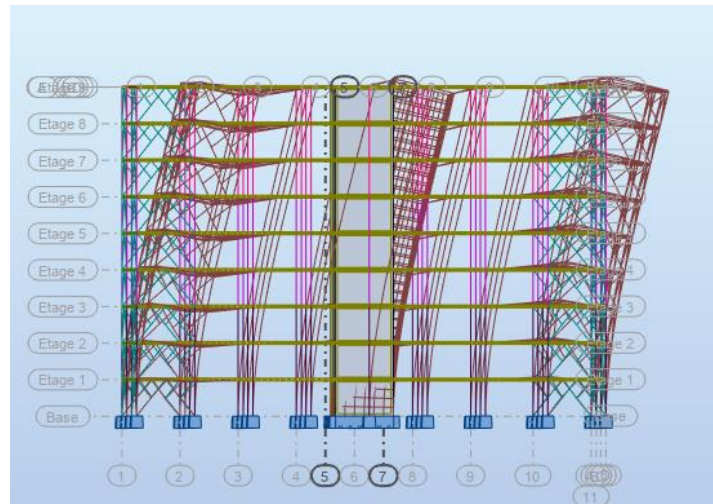


Figure 4.3 : Mode 1 translation suivant y-y

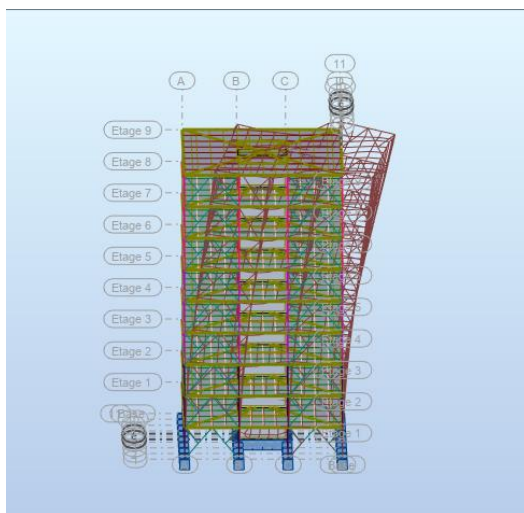


Figure 4.4 : Mode 2 translation suivant x-x

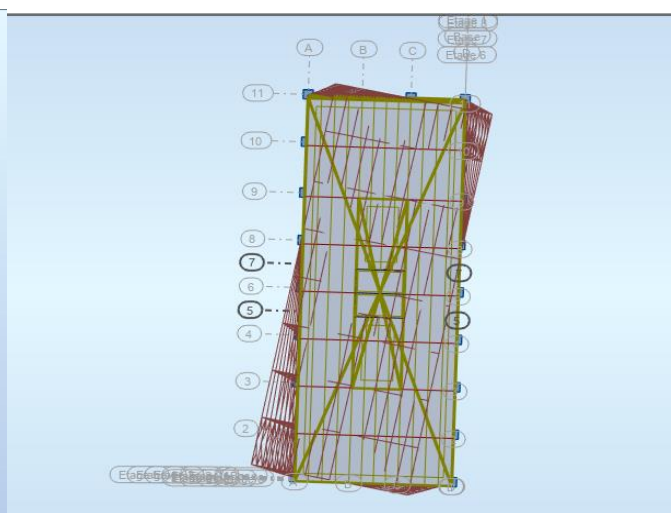


figure 4.5 : Mode 3 rotation

4.9.4.3 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen :

Le sens x-x :

$$T_{Analytique} = 0.66 \text{ s} \leq T_{Empérique} = 0.86 \text{ s} \quad \text{donc} \quad T = T_{Empérique} = 0.86 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5 \times 1 \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car} \quad T_2 = 0.5s \leq T = 0.66s \leq 3s$$

$$D_x = 2,5 \eta (0.5/0.66)^{\frac{2}{3}} = 2.05$$

Le sens y-y :

$$T_{Analytique} = 0.66 s \geq 1.3T_{Empirique} = 0.55 s \quad \text{donc} \quad T = 1,3T_{Empirique} = 0.55 s$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car} \quad T_2 = 0.5s \leq T = 0.55 s \leq 3s$$

$$D_y = 2,5 \times 1 \times (0.5/0.55)^{\frac{2}{3}} = 2.34$$

4.3 Résultantes des forces sismiques :

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureaux (**Tableau 4.5 [1]**).

W = 26183,71 kN (aleur extraite du logiciel **ROBOT**)

4.3.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Il faut que :

$V_{Dynamique} \geq 0.8V_{statique}$ Et cela dans les deux sens.

$$V_{Statique X} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W \quad V_{Statique X} = \frac{0,25 \times 1,74 \times 1}{4} \times 26183,71$$

Tableau 4.7 : valeur de l'effort tranchant à la base.

sens	A	D	Q	R	W(KN)	V(KN)	0,8V (KN)
x-x	0,25	2.05	1	4	26183,71	3354,7878	2683,83028
y-y	0,25	2,34	1	4	26183,71	3829,36759	3063,49407

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a $V_{dynamique}$:

Tableau 4.8 : valeur de la résultante des forces.

Sens	$V_{\text{dynamique}}$
x-x	3413,44
y-y	3791,44

Tableau 4.9: Vérification de l'effort tranchant.

Sens	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8 V_{\text{statique}}$	$0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$	Observation
x-x	3413,44	2683,8308	0.78	Vérifier
Y-Y	3791,44	3063,4947	0.80	Vérifier

4.3.2 Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications exigée par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article **5.10** du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\frac{\Delta^k}{x} \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Et } \frac{\Delta^k}{y} \leq \bar{\Delta}$$

Tableau 4.10: vérification des déplacements inter-étages suivant le sens x-x.

ETAGE	δe_k (cm)	he (cm)	lim1%h (cm)	r	Observation
9 ^{eme}	1,3	350	3,5	37,14%	Vérifier
8 ^{eme}	1,3	350	3,5	37,14%	Vérifier
7 ^{eme}	1,3	350	3,5	37,14%	Vérifier
6 ^{eme}	1,3	350	3,5	37,14%	Vérifier
5 ^{eme}	1,2	350	3,5	34,29%	Vérifier
4 ^{eme}	1,1	350	3,5	31,43%	Vérifier
3 ^{eme}	0,9	350	3,5	26%	Vérifier
2 ^{eme}	0,7	350	3,5	20%	Vérifier
1 ^{er}	0,4	350	3,5	11%	Vérifier

Tableau 4.11 : vérification des déplacements inter-étages suivant le sens y-y.

ETAGE	δe_k (cm)	he (cm)	lim1%h (cm)	r	Observation
9 ^{eme}	1,7	350	3,5	48,57%	Vérifier
8 ^{eme}	1,8	350	3,5	51,43%	Vérifier
7 ^{eme}	1,7	350	3,5	48,57%	Vérifier
6 ^{eme}	1,7	350	3,5	48,57%	Vérifier
5 ^{eme}	1,6	350	3,5	45,71%	Vérifier
4 ^{eme}	1,4	350	3,5	40,00%	Vérifier
3 ^{eme}	1,1	350	3,5	31%	Vérifier
2 ^{eme}	0,8	350	3,5	23%	Vérifier
1 ^{er}	0,4	350	3,5	11%	Vérifier

Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement

RPA99 version 2003 .

4.3.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre) :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{"RPA99 version 2003" [1]}$$

Tableau 4.12: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

Niveau	P(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)	Δx (cm)	Δy (cm)	h(cm)	Θ_x	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
9 ^{ème}	3221,18	905,72	1093,06	1,2	1,6	350	0,0126	0,0134	vérifier
8 ^{ème}	2881.87	1526,02	1805,43	1,2	1,6	350	0,0064	0,0079	vérifier
7 ^{ème}	2881.87	2012,05	2345,88	1,2	1,6	350	0,00491	0,0056	vérifier
6 ^{ème}	2881.87	2400,9	2777,61	1,2	1,6	350	0,00411	0,0047	vérifier
5 ^{ème}	2881.87	2713,71	3132,03	1,1	1,4	350	0,0033	0,0036	vérifier
4 ^{ème}	2900021	2962,04	3424,09	1	1,3	350	0,0027	0,0031	vérifier
3 ^{ème}	2838309	3143,46	3651,56	0,8	1	350	0,0020	0,0022	vérifier
2 ^{ème}	2852829	3269,95	3816,26	0,6	0,7	350	0,0014	0,0014	vérifier
1 ^{er}	285282	3333,7	3906,73	0,3	0,3	350	0,000733 5	0,000625 92	vérifier

Remarque :

Vu que les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés .

4.3.4 Justification du choix du coefficient de comportement « R » :**4.3.5 Justification de coefficient de comportement :**

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, **R= 4** : Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portique métallique en façades.

Remarque :

Selon **RPA99** version **2003** ne donne aucune justification de coefficient de comportement et vu que la structure comporte un noyau qui va absorber presque la totalité de l'effort sismique on va faire la justification de noyau **R=3.5**

Tableau 4.13: justification de R.

Sens	Fx_{noyau}	Fy_{noyau}	$Fx_{structure}$	$Fy_{structure}$	$\frac{Fx_{noyau}}{Fx_{structure}}\%$	$\frac{Fy_{noyau}}{Fy_{structure}}\%$
Ex	2467.15	1151.75	3413.44	1458.26	72%	79%
Ey	1105.57	2836.20	1378.47	37791.4	80%	75%

- **Bloc R+3 :**

4.4 **Résultats de l'analyse sismique**

4.4.1 **Model initial :**

les dimensions des elements utilisé :

➤ **(usage bureaux)**

Poutre principale : (Plancher terrasse **IPE 450**)(Plancher courant IPE360)

Poutre secondaire : **IPE 180**

Solive : **IPE 180**

Poteaux : **HEB450** (-1^{er}-2^{eme} , 3^{eme} étages)

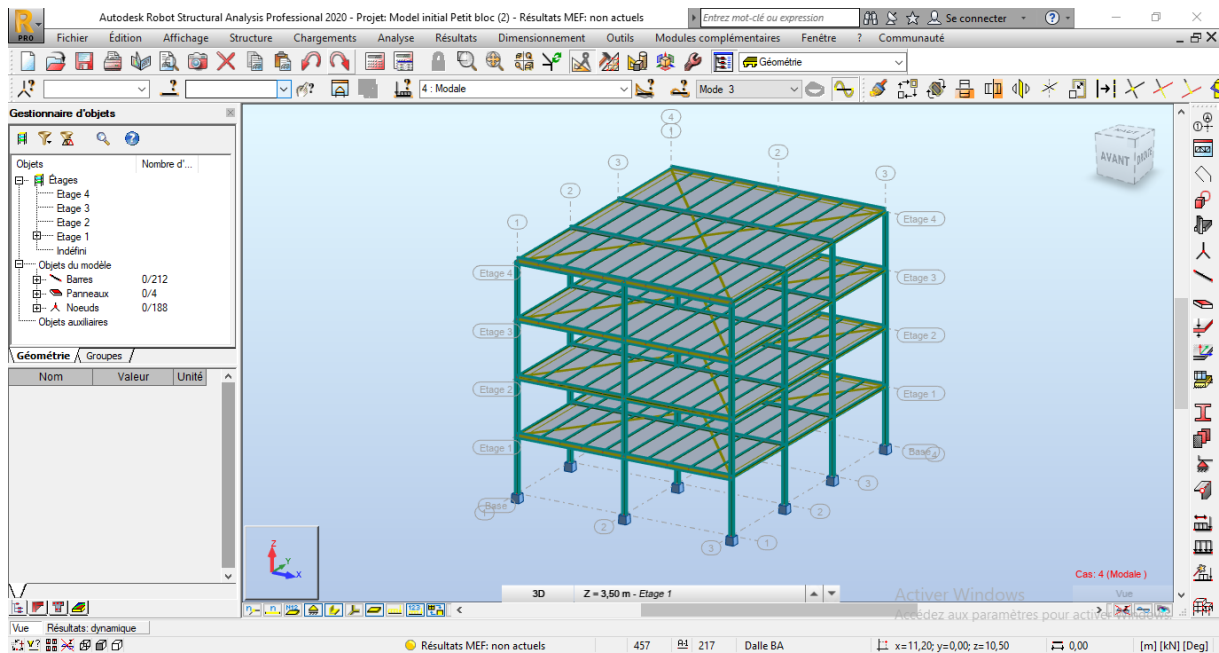


Figure 4.6 : vue en 3d du model initial.

Tableau 4.14 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	9,52	0,00	74,71	0,00	74,71
2	1,27	0,00	74,71	0,00	0,00
3	1,21	0,00	92,19	0,00	17,48
4	1,21	85,22	92,19	85,22	0,00
5	0,41	85,22	97,91	0,00	5,72
6	0,35	85,22	97,91	0,00	0,00
7	0,34	95,47	97,91	10,24	0,00
8	0,22	95,47	100,00	0,00	2,09
9	0,18	98,95	100,00	3,48	0,00
10	0,18	98,95	100,00	0,00	0,00

4.4.2 L'analyse dynamique de la structure a

conduit :

- Une période fondamentale $T = 9.52s$
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation suivant y-y
- Le **2^{ème} mode** est un mode de rotation
- Le **3^{ème} mode** est un mode rotation

- La participation massique atteint les 90% dans le 7^{ème} mode suivant le sens (x-x), et 3^{ème} mode suivant le sens (y-y)

Remarque :

On ajoute les Contreventements dans le but d'avoir une translation dans les deux premiers modes.

4.5 Model intermédiaire :

Pour ce model on a gardé les dimensions tel que dans le prédimensionnement et on a opté pour un contreventement triangulé en X

les dimensions des elements utilisé :

➤ (usage bureaux)

Poutre principale : (Plancher terrasse **IPE 450**)(Plancher courant IPE360)

Poutre secondaire : **IPE 180**

Solive : **IPE 180**

Poteaux : **HEA260** (-1^{er}-2^{ème}, 3^{ème} étages) **HEA240** (3^{ème} étages)

Stabilité : **2UPN200**

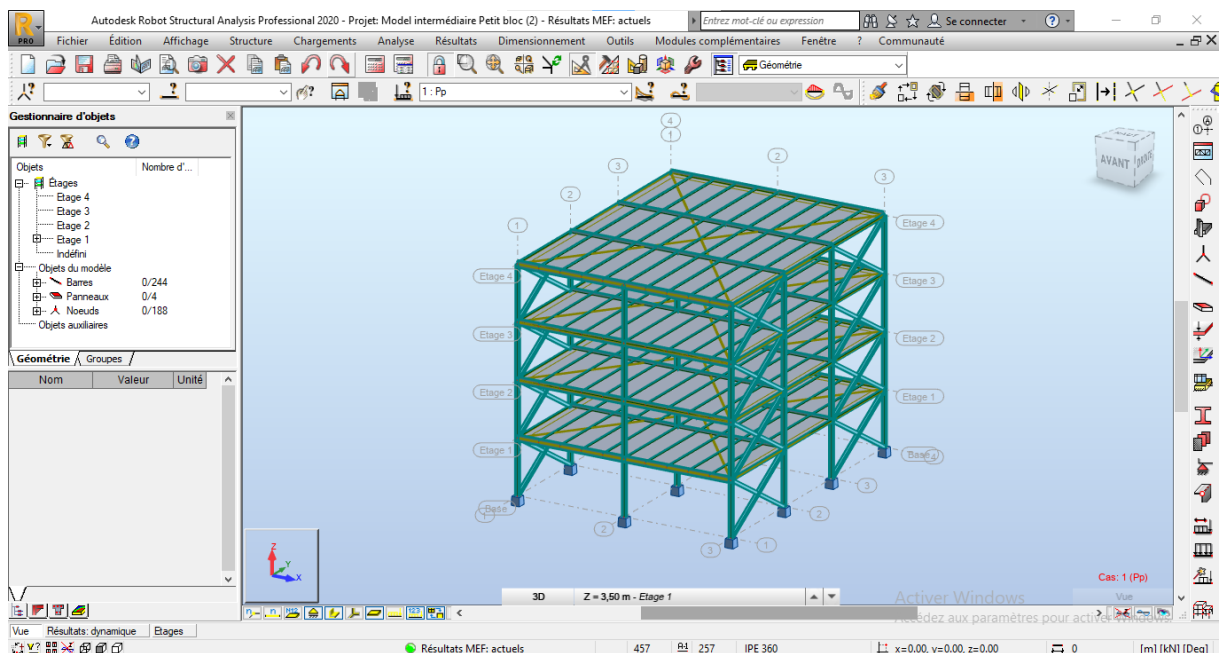


Figure 4.7 : vue en 3d du model intermediaire.

Tableau 4.15 : Période et facteurs de participation massique du modèle intermédiaire.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,11	85,49	0,00	85,49	0,00
2	0,32	95,65	0,00	10,17	0,00
3	0,31	95,65	80,23	0,00	80,23
4	0,29	95,65	80,23	0,00	0,00
5	0,17	99,03	80,23	3,37	0,00
6	0,12	100,00	80,23	0,97	0,00
7	0,07	100,00	96,81	0,00	16,58
8	0,07	100,00	96,81	0,00	0,00
9	0,04	100,00	96,81	0,00	0,00
10	0,04	100,00	99,52	0,00	2,72

4.5.1 L'analyse dynamique de la structure a

conduit :

- Une période fondamentale $T = 1.11$ s
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation suivant x-x
- Le **2^{ème} mode** est un mode de rotation
- Le **3^{ème} mode** est un mode translation suivant y-y
- La participation massique atteint les 90% dans le 2^{ème} mode suivant le sens (x-x), et dans le 7^{ème} mode suivant le sens (sens y-y)

Remarque :

Pour éviter la rotation dans le 2^{ème} mode on a préféré de changer le type de contreventement en V et augmenter les sections.

4.6 Model final :

4.6.1 Résultats de l'analyse sismique

Les dimensions des éléments utilisé :

➤ (Usage bureaux)

Poutre principale : (Plancher terrasse **IPE 450**)(Plancher courant **IPE360**)

Poutre secondaire : (Plancher terrasse **IPE 240**)(Plancher courant **IPE200**)

Solive : (Plancher terrasse **IPE 240**)(Plancher courant **IPE200**)

Poteaux : Poteaux : **HEA260** (-1^{er}-2^{eme} , 3^{eme} étages) **HEA240** (3^{eme} étages)

Stabilité : Sens x-x / Sens y-y (Plancher terrasse **2UPN180**) (Plancher courant **2UPN240**)

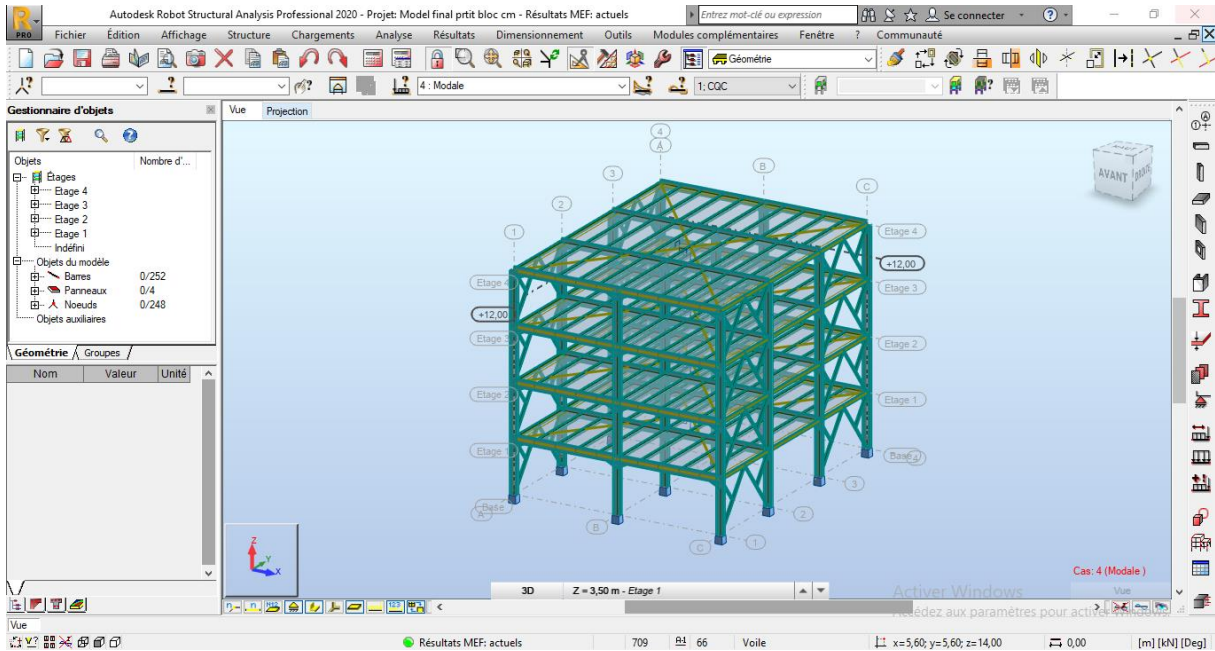


Figure 4.8: vue en 3D du model final

Tableau 4.16: Periode et facteur de participation massique.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,74	77,59	0,00	77,59	0,00
2	0,43	77,59	80,68	0,00	80,68
3	0,32	86,54	80,68	8,94	0,00
4	0,24	95,42	80,68	8,88	0,00
5	0,15	95,42	96,66	0,00	15,98
6	0,13	98,27	96,66	2,85	0,00
7	0,11	99,09	96,66	0,82	0,00
8	0,09	99,80	96,66	0,71	0,00
9	0,08	99,80	99,46	0,00	2,80
10	0,06	99,97	99,46	0,17	0,00

4.6.2 L'analyse dynamique de la structure a conduit :

- Une période fondamentale T= 0.74 s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation
- La participation massique atteint les 90% dans le 4^{ème} mode suivant le sens(x-x), dans le 5^{ème} mode suivant le sens (y-y)

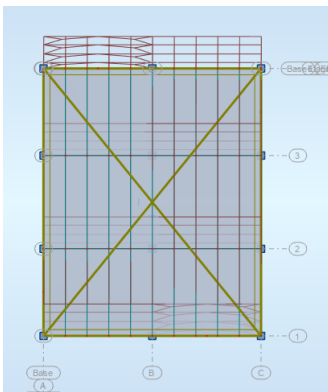


Figure 4.9 : Mode 1 translation suivant x-x

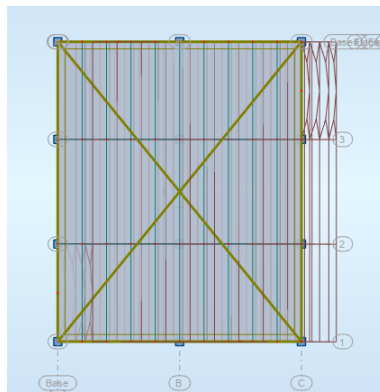


figure 4.10 :Mode 2 translation suivant y-y

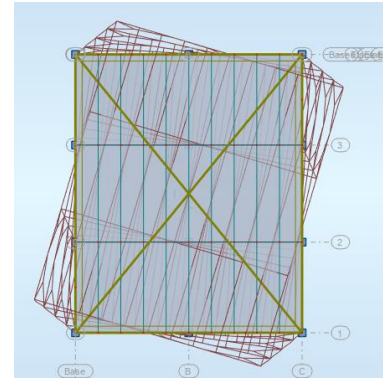


figure 4.11 :Mode 3 rotation

4.6.3 Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen :

Le sens x-x :

$$T_{Analytique} = 0.74 \text{ s} \geq T_{Empérique} = 0.442 \text{ s} \quad \text{donc} \quad T = 1.3 T_{Empérique} = 0.442 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta \quad 0 \leq T = 0.442 \text{ s} \leq T_2 = 0.5$$

$$D_x = 2,5 \times 1 \quad D_x = 2.5$$

Le sens y-y :

$$T_{Analytique} = 0.74 \text{ s} \geq 1.3 T_{Empérique} = 0.39 \text{ s} \quad \text{donc} \quad T = 1,3 T_{Empérique} = 0.39 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta \quad 0 \leq T = 0.39 \text{ s} \leq T_2 = 0.5$$

$$D_x = 2,5 \times 1 = 2.5$$

4.7 Résultantes des forces sismiques :

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureaux (**Tableau 4.5 [1]**).

W = 4276,61kN (valeur extraite du logiciel **ROBOT**)

4.7.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Il faut que :

$$V_{\text{Statique } x} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times W \quad V_{\text{Statique } x} = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,15}{3} \times 4276,61$$

$$V_{\text{Statique } x} = 1024,60 \text{ kN}$$

Tableau 4.17 : valeur de l'effort tranchant à la base.

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0,8V (kN)
x-x	0,25	2,5	1,15	3	4276,61	1024,60	819,68
y-y	0,25	2,5	1,05	3	4276,61	935,51	748,41

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a $V_{\text{dynamique}}$:

Tableau 4.18: valeur de la résultante des forces

Sens	$V_{\text{dynamique}}$
x-x	787,79
y-y	964,97

Tableau 4.19: Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _{dynamique}	0.8 V _{statique}	0.8 V _{statique} /V _{dynamique}	Observation
X-X	833	819.68	0.98	Vérifier
Y-Y	964,97	748.41	0.77	Vérifier

4.7.2 Vérification des déplacements inter étage:

L'une des vérifications exigée par le **RPA99 version2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Tableau 4.20 : vérification des déplacements inter-etages suivant le sens x-x.

Etage	Δ_{ek} (cm)	he (cm)	Lim 1%he (cm)	r
1	2,3	350	3,5	65,71%
2	3,1	350	3,5	88,57%
3	2,9	350	3,5	82,86%
4	2,3	350	3,5	65,71%

Tableau 4.21 : vérification des déplacements inter-etages suivant le sens y-y

Etage	Δ_{ek} (cm)	he (cm)	Lim 1%he (cm)	r
1	2,3	350	3,5	65,71%
2	3,1	350	3,5	88,57%
3	2,9	350	3,5	82,86%
4	2,3	350	3,5	65,71%

4.7.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre) :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{"RPA99 version 2003"} [1]$$

Tableau 4.22:Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

Niveau	P(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)	Δx (cm)	Δy (cm)	h(cm)	Θ_x	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
4 ^{ème}	185634	473,09	607,8	2.3	1.2	350	0.03	0.01	vérifier
3 ^{ème}	83486,21	624,33	790,19	2.9	1.3	350	0.01	0.004	vérifier
2 ^{ème}	83486,21	729,38	905,78	3.1	1.2	350	0.01	0.003	vérifier
1 ^{er}	83486,21	784,65	964,08	2.3	0.7	350	0.01	0.002	vérifier

4.7.2 justification de coefficient de comportement R :

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, **R= 3** :
Ossature métallique contreventé par palée triangulée en V.

Tableau 4.23: justification de R.

Sens	Fx_{stab}	Fy_{stab}	$Fx_{structure}$	$Fy_{structure}$	$\frac{Fx_{noyau}}{Fx_{structure}} \%$	$\frac{Fy_{noyau}}{Fy_{structure}} \%$
Ex	-914,33	-1244,56	-1181,68	-1249,50	77,38%	99%
Ey	-23,06	-1435,35	-23,01	-1447,45	100%	99%

4.8 Calcul de joints sismique :

La Justification de la largeur des joints sismiques est applicable Pour des blocs voisins qui doivent être séparés par des joints sismique dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm$$

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43(Formule 4.19) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement, celles dues à la rotation des fondations. (**Article 5.8 RPA**).

Bloc R+3 :

Tableau 4.24:les déplacements inter-étages de Bloc R+3

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
4	10.6	2,3
3	8.3	2.9
2	5.4	3.1
1	2.3	2,3

Tableau 4.25 :les déplacements inter-étages de Bloc R+8

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
9	9.8	1.4
8	8.4	1.4
7	7.1	1.4
6	5.7	1.3
5	4,3	1.3
4	3.1	1.1
3	2	0.9
2	1	0.7
1	0.4	0.4

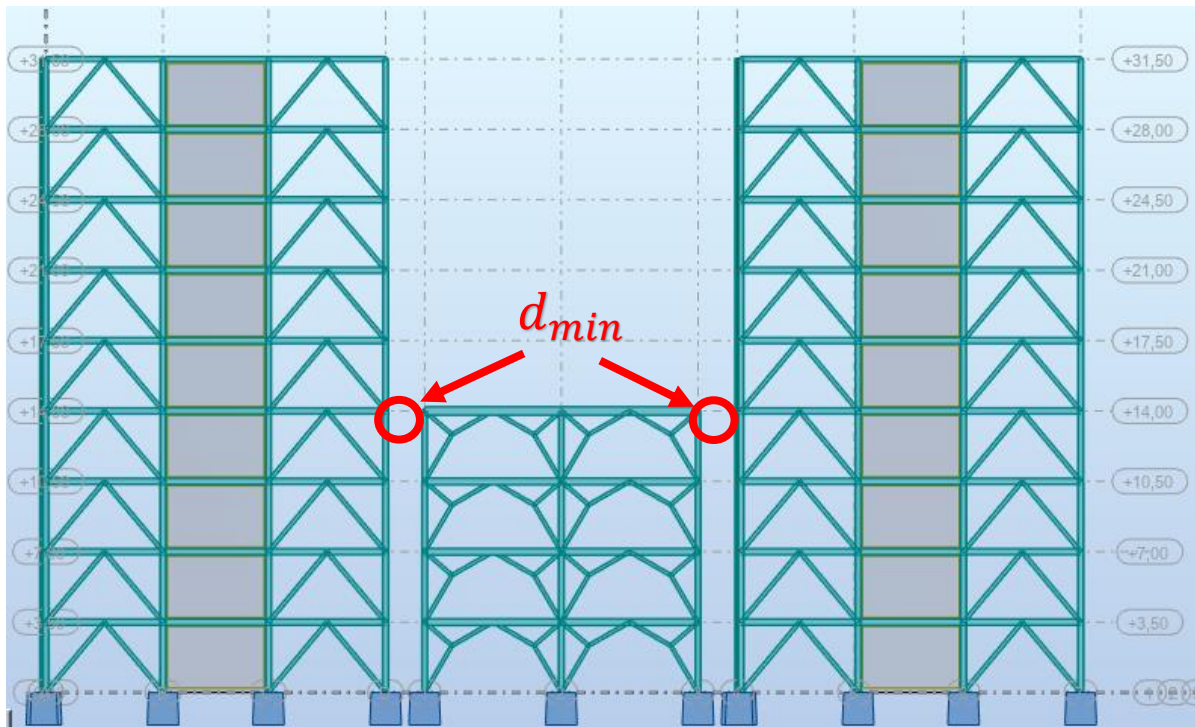


Figure 3.12 : la largeur minimale des joints sismiques.

Nous avons au niveau du 4^{ème} étage de chaque'un des deux blocs :

$$\delta_1 = 11 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \delta_2 = 23 \text{ mm}$$

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm}$$

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (11 + 23) \text{ mm}$$

$$d_{min} = 49 \text{ mm}$$

$$d_{min} = 49 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

5.1 Introduction :

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses sections sont assurées sous les charges de calcul ; à l'issue de l'analyse locale au second ordre, il exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

Dans ce chapitre, on vérifiera les éléments structuraux de notre structure en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier **CCM97** ou **ECO 03** et en tenant compte des principes des règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement par flexion).
- **Le déversement** : il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

5.2 Vérification des poteaux vis-à-vis au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal

« N_{sd} » et deux moments fléchissants. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 2 : un moment $M_{y, sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.

Cas 3 : un moment $M_{z, sd}$ maximale et une compression N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

➤ Bloc R+8 :

5.2.1 Combinaisons des charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

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

$$G+Q \pm Ex$$

G+Q±Ey

5.2.2 Les étapes de vérification du flambement :

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \text{classe 1}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad , \quad M_{ply,rd} = \frac{W_{ply,rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad , \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz,rd} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$k_y = \frac{1 + \mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad , \quad k_z = \frac{1 + \mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \times \beta_{M_{y,z}} - 4) + \frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \leq 0.90$$

5.2.3 Exemple de calcul :

Niveau 1^{er} étage HEA340 :

1^{er} cas :

$$N_{sd}^{max} = 2199.71 \text{KN} ; M_{sd,y}^{cor} = 8.85 \text{KN.m} ; M_{sd,z}^{cor} = 0.01 \text{KN.m}$$

(1.35G+1.5Q)

Tableau 5.1 :Caractéristiques du profilé HEA340.

Section	Caractéristique							
	Iy(cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	Wply(cm ³)	Wely(cm ³)	Wplz(cm ³)	Welz(cm ³)	iy(cm)	iz(cm)
A (cm ²)								
133.5	27690	7436	1850	1678	755.9	495.7	14.40	7.46

{ Poteau HEA340
{ Poutre IPE330

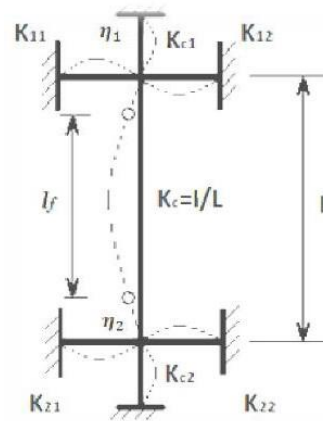


Figure 5.1 : Longueur de flambement pour un mode fixe.

Sens y-y :

5.2.3.1 Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_c(HEA340) = K_{c1} = \frac{I_y}{H} = \frac{27690}{350} = 79.11 \text{ cm}^3$$

$$K_{b1}(IPE330) = K_{b12} = \frac{I_y}{L} = \frac{11770}{600} = 19.62 \text{ cm}^3$$

$$K_{c,2} = 0 \quad , \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b1} + K_{b12}} = \frac{2 \times 79.11}{(2 \times 79.11) + (2 \times 19.62)} = 0.80$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$l_{fy} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \times \eta_2)^2 \times H$$

$$l_{fy} = 0.5 + 0.14(0.80) \times 3.5 = 2.14 \text{ m}$$

Sens z-z :

5.2.3.2 Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_c(HEA340) = K_{c1} = \frac{I_y}{H} = \frac{7436}{350} = 21.24 \text{ cm}^3$$

$$K_{b1}(IPE330) = K_{b12} = \frac{I_y}{L} = \frac{11770}{600} = 19.62 \text{ cm}^3$$

$$K_{C,2} = 0 \quad , \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b1} + K_{b12}} = \frac{2 \times 21.24}{(2 \times 21.24) + (2 \times 19.62)} = 0.52$$

$$\eta_2 = 0 \quad (\text{les poteaux sont encastés à la base})$$

$$lf_z = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \times \eta_2)^2 \times H$$

$$lf_z = 0.5 + 0.14(0.52) \times 3.5 = 2\text{m}$$

- **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\lambda_y = \frac{lf_y}{i_y} = \frac{2140}{144} = 14.86 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{14.86}{86.81} = 0.17 \leq 0.2 \text{ pas de risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{lf_z}{i_z} = \frac{2000}{74.6} = 26.81 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{26.8}{86.81} = 0.31 \geq 0.2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 86.81$$

- **Calcul de χ_{min} :**

$$\varphi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1.1 \leq 1.2$$

$$tf = 16.5\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Tableau 5.2: Facteur d'imperfection α .

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_y = 0.34$$

$$\alpha_z = 0.49$$

$$\varphi_y = 0.51 \rightarrow \chi_y = 1$$

$$\varphi_z = 0.58 \rightarrow \chi_z = 0.93$$

. **Calcul de K_y et K_z**

Sens y-y :

$$k_y = \frac{1 + \mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad , \quad k_z = \frac{1 + \mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.90$$

Avec : μ_y, μ_z : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\varphi_y = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-13.13}{6.56} = -2$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7\varphi_y = 1.8 - 0.7(-2) = 3.2$$

$$\mu_y = 0.17((2 \times 3.2) - 4) + \frac{1850 - 1678}{1678} = 0.51 \leq 0.90 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$k_y = 1 + \frac{0.51 \times 2811.36 \times 10^3}{0.93 \times 13350 \times 275} = 1.42 \leq 1.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens z-z :

$$\varphi_z = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\varphi_z = 1.8$$

$$\mu_z = 0.31((2 \times 1.8) - 4) + \frac{755.9 - 495.7}{495.7} = 0.40 \leq 0.90 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$k_z = 1 + \frac{0.40 \times 2811.36 \times 10^3}{0.93 \times 13350 \times 275} \quad 1.33 \leq 1.5$$

Condition vérifiée

- Vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \text{classe 1}$$

$$\frac{2199.71 \times 10^3}{0.93 \times 13350 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.33 \times 8.85 \times 10^3}{1850 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.25 \times 0.01 \times 10^3}{755.9 \times \frac{275}{1.1}} = 0.73 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Les efforts internes du logiciel **ROBOT** sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3: Efforts internes des poteaux sous N^{max} pour chaque niveau.

niveau	Profile	combinaison	N^{max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	1.35G+1.5Q	891.67	25.27	0
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	1.35G+1.5Q	1844.95	21.92	0
3 ^{eme} , 2 ^{eme} , 1 ^{er}	HEA340	1.35G+1.5Q	2811.36	6.56	0

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites

Tableau 5.4 : vérification au flambement par flexion .

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	2110	2140	0,99	1.09	1.11	0.40
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	2130	2000	0.93	1.19	0.61	0,59
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA340	214	2000	0.93	1.42	1.33	0,76

1^{er} cas :

$$N_{sd}^{max} ; M_{sd,y}^{cor} ; M_{sd,z}^{cor} (G+Q+EX)(G+Q+EY)$$

Tableau 5.5: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.

niveau	Profile	combinaison	N^{\max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	G+Q+Ex	632.59	15.30	0.23
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	G+Q+Ex	1308.32	33.03	0.08
3 ^{er} , 2 ^{eme} , 1 ^{eme}	HEA340	G+Q+Ey	1990.12	16.04	0.57

Tableau 5.6 : vérification au flambement par flexion.

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	2110	2140	0,99	1.078	1.04	0.28
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	2130	2000	0.93	1.023	1.41	0.54
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA340	214	2000	0.93	1.06	1.36	0.57

2^{éme} cas : $M_{sd,y}^{\max}$; N_{sd}^{cor} ; $M_{sd,z}^{cor}$ (**1.35G+1.5Q**)

Tableau 5.7 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{\max}$

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,y}^{\max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,z}^{cor}$
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	1.35G+1.5Q	129.96	129.87	0.01
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	1.35G+1.5Q	82.73	593.53	0
3 ^{eme} , 2 ^{eme} , 1 ^{er}	HEA340	1.35G+1.5Q	95.93	1216.57	0

Tableau 5.8 : vérification au flambement par flexion

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	2110	2140	0,99	1	1.02	0.42
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	2130	2000	0.93	1.05	1.07	0.42
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA340	214	2000	0.93	1.09	1.14	0.55

2^{éme} cas : $M_{sd,y}^{\max}$; N_{sd}^{cor} ; $M_{sd,z}^{cor}$ (**G+Q-EX**)

Tableau 5.9 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{\max}$

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,y}^{\max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,z}^{cor}$
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	G+Q-EX	101.22	92.77	0
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	G+Q-EX	65.67	412.04	0.08
3 ^{eme} , 2 ^{eme} , 1 ^{er}	HEA340	G+Q-EX	73.25	843.37	0.18

Tableau 5.10 : vérification au flambement par flexion

Etage	Profilé	L _{fy}	L _{fz}	χ_{min}	K _y	K _z	Condition
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	HEA300	2110	2140	0,99	1	1.01	0.33
6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème}	HEA320	2130	2000	0.93	1.03	1.08	0.31
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA340	214	2000	0.93	1.06	1.03	0.39

3^{ème} cas : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd}^{cor} ; $M_{sd,y}^{cor}$ (1.35G + 1.5Q)

Tableau 5.11 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	HEA300	1.35G+1.5Q	0.08	143	5.19
6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème}	HEA320	1.35G+1.5Q	0.06	374.59	4.58
3 ^{ème} , 2 ^{ème} , 1 ^{er}	HEA340	1.35G+1.5Q	0.04	845.15	63.95

Tableau 5.12 : vérification au flambement par flexion

Etage	Profilé	L _{fy}	L _{fz}	χ_{min}	K _y	K _z	Condition
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	HEA300	2110	2140	0,99	1.01	1.04	0.30
6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème}	HEA320	2130	2000	0.93	1.03	1.10	0.12
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA340	214	2000	0.93	1.07	1.18	0.37

3^{ème} cas : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd}^{cor} ; $M_{sd,y}^{cor}$ (G + Q + EY)

Tableau 5.13: Efforts internes des poteaux pour chaque niveau.

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	HEA300	G+Q+EY	0.39	126.97	1.86
6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème}	HEA320	G+Q+EY	0.86	888.19	41.15
3 ^{ème} , 2 ^{ème} , 1 ^{er}	HEA340	G+Q+EY	3.76	1557.22	33.62

Tableau 5.14 : vérification au flambement par flexion.

Etage	Profilé	L _{fy}	L _{fz}	χ_{min}	K _y	K _z	Condition
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	HEA300	2110	2140	0,99	1.03	1.01	0.15
6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème}	HEA320	2130	2000	0.93	1.10	1.03	0.42
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA340	214	2000	0.93	1.08	1.14	0.52

5.3 Au déversement :**Exemple de calcul (Niveau 1^{er} HEA340):**

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc $\lambda_1 = 86.81$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} \times [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/iz}{h/tf})^2]} \text{ avec } C1 = 1.132$$

Vue que les poteaux sont encastés des deux extrémités, les facteurs de longueur effective **K** est pris égale à **0.5**, et donc la formule λ_{LT} est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L/iz}{\sqrt{C1} \times [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/iz}{h/tf})^2]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1750/74.6}{\sqrt{1.132} \times [1 + \frac{1}{20} (\frac{1750/74.6}{330/16.5})^2]^{0.25}} = 21.70$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \bar{\lambda} = \frac{21.70}{86.81} = 0.25 < 0.4$$

Pas de risque de déversement .

Tableau 5.15: Vérification des poteaux au déversement.

Etage	Profilé	L	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	Observation
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	HEA300	1750	21.63	0.25	Vérifiée.
6 ^{eme} , 5 ^{eme} , 4 ^{eme}	HEA320	1750	21.61	0.24	Vérifiée.
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA340	1750	21.70	0.25	Vérifiée.

5.4 Vérification des poutres :

5.4.1 Poutre principale pour plancher terrasse IPE270 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT** , le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{max} = 129.88 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{max} = 106.42 \text{ kN.}$$

- Moment fléchissant :

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 129.88 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 283.62 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

- Effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 106.42 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 351.57 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

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

$$V_{sd} = 106.42 \text{ kN.} < 0,5 V_{pl,rd} = 175.78 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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 déverse

5.4.2 Poutre secondaire pour plancher terrasse IPE220 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT** , le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{max} = 64.46 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{max} = 15.81 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 64.46 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 181.47 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 15.81 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 229.21 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

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

$$V_{sd} = 15.81 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 114.60 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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 déverse

5.5 Poutre principale pour plancher courant IPE330 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT**, le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{\max} = 167.22 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{\max} = 128.67 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 167.22 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 391.45 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

Effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 128.67 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 489.21 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

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

$$V_{sd} = 128.67 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 244.60 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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 déverse

5.6 Poutre secondaire pour plancher courant IPE240 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT** , le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{\max} = 84.17 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{\max} = 55.95 \text{ kN.}$$

Moment fléchissant :

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 84.17 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 214.36 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 55.95 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 270.26 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 55.95 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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

5.7 Vérification des palées de stabilité :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison :

$$G + Q + 1.25 E_x$$

- **Suivant les x-x : (2UPN160)**

$$\text{Traction : } N_{sd}^{\max} = 375.58 \text{ kN}.$$

Tableau 5.16: Caractéristique du profilé 2UPN160.

Profilé	h (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A (mm)
2UPN160	160	925	85.3	138	35.2	2400

- **Vérification a la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd}^{\max} < N_{trd}$$

$$N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 2400 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 600 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 375.58 \text{ kN} \leq N_{trd} = 600 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

- **Suivant les x-x : (2UPN200)**

$$\text{Traction : } N_{sd}^{\max} = 268.01 \text{ kN.}$$

Tableau 5.17: Caractéristique du profilé 2UPN200.

Profilé	h (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A (mm)
2UPN200	200	1910	148	278	51.8	3220

- **Vérification a la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd}^{\max} < N_{trd}$$

$$N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 3220 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 805 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 268.01 \text{ kN} \leq N_{trd} = 805 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Bloc R+3 :**

5.7.1. Exemple de calcul :

Niveau 1^{er} étage HEA260 :

1^{er} cas :

$$N_{sd}^{\max} = 1516.37 \text{ kN} ; M_{sd,y}^{\text{cor}} = 0.4 \text{ kN.m} ; M_{sd,z}^{\text{cor}} = 0.01 \text{ kN.m}$$

(1.35G+1.5Q)

Sens v-v :

5.7.1.1 Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_c(\text{HEA260}) = K_{c1} = \frac{I_y}{H} = \frac{10450}{350} = 29.86 \text{ cm}^3$$

$$K_{b1}(\text{IPE360}) = K_{b12} = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{700} = 23.24 \text{ cm}^3$$

$$K_{C,2} = 0 \quad , \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b1} + K_{b12}} = \frac{2 \times 29.86}{(2 \times 29.86) + (2 \times 23.24)} = 0.52$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$lf_y = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \times \eta_2)^2 \times H$$

$$lf_y = 0.5 + 0.14(0.52) \times 3.5 = 2\text{m}$$

Sens z-z :

5.7.1.2 Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ($\eta_1 + \eta_2$) :

$$K_c(\text{HEA260}) = K_{c1} = \frac{I_y}{H} = \frac{3669}{350} = 10.48 \text{ cm}^3$$

$$K_{b1}(\text{IPE360}) = K_{b12} = \frac{I_y}{L} = \frac{1043}{700} = 2.49 \text{ cm}^3$$

$$K_{C,2} = 0 \quad , \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b1} + K_{b12}} = \frac{2 \times 10.48}{(2 \times 10.48) + (2 \times 2.49)} = 0.87$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (les poteaux sont encastres a la base)}$$

$$lf_z = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \times \eta_2)^2 \times H$$

$$lf_z = 0.5 + 0.14(0.87) \times 3.5 = 2.17\text{m}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_y = \frac{lf_y}{i_y} = \frac{2000}{109.7} = 18.23 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{18.23}{86.81} = 0.21 \geq 0.2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{lf_z}{i_z} = \frac{2170}{65} = 33.38 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.38}{86.81} = 0.38 \geq 0.2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 86.81$$

- **Calcul de χ_{min} :**

$$\varphi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 \leq 1.2$$

$$t_f = 12.5\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

$$\alpha_y = 0.34$$

$$\alpha_z = 0.49$$

$$\varphi_y = 0.52 \rightarrow \chi_y = 1$$

$$\varphi_z = 0.61 \rightarrow \chi_z = 0.91$$

- **Calcul de K_y et K_z**

Sens y-y :

$$k_y = \frac{1 + \mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad , \quad k_z = \frac{1 + \mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$U_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.90$$

Avec : M_y, M_z : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\varphi_y = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-0.21}{0.4} = -0.53$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7\varphi_y = 1.8 - 0.7(-0.53) = 2.17$$

$$\mu_y = 0.121((2 \times 2.17) - 4) + \frac{919.8 - 836.4}{836.4} = 0.17 \leq 0.90 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$k_y = 1 + \frac{0.17 \times 1516.37 \times 10^3}{0.91 \times 8682 \times 275} = 1.14 \leq 1.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens z-z :

$$\varphi_z = \frac{-0.01}{0.01} = -1$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\varphi_z = 2.5$$

$$\mu_z = 0.38((2 \times 2.5) - 4) + \frac{430.2 - 282.1}{282.1} = 0.90 \leq 0.90 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$k_z = 1 + \frac{0.90 \times 1516.37 \times 10^3}{0.91 \times 8682 \times 275} = 1.62 \leq 1.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.2.1.1 Vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots \text{classe 1}$$

$$\frac{1516.37 \times 10^3}{0.91 \times 8682 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.14 \times 0.4 \times 10^3}{919.8 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.62 \times 0.01 \times 10^3}{430.2 \times \frac{275}{1.1}} = 0.77 \leq 1 \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Les efforts internes du logiciel **ROBOT** sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.18: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.

niveau	Profile	combinaison	N^{\max}	M_{sdy}^{corr}	M_{sdz}^{corr}
4 ^{eme}	HEA240	1.35G+1.5Q	553.11	3.15	0
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	1.35G+1.5Q	1516.37	0.4	0.01

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites.

Tableau 5.19 : vérification au flambement par flexion .

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
4 ^{ème}	HEA240	2200	2120	0.90	1.08	1.10	0.34
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA260	2000	2170	0.91	1.14	1.68	0.88

1^{er} cas :

$$N_{sd}^{max}; M_{sd,y}^{cor}; M_{sd,z}^{cor} (G+Q+1.5EY)$$

Tableau 5.20: Efforts internes des poteaux sous N^{max} pour chaque niveau.

niveau	Profile	combinaison	N^{max}	M_{sdy}^{cor}	M_{sdz}^{cor}
4 ^{ème}	HEA240	G+Q+1.5EY	405.10	2.5	0.70
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA260	G+Q+1.5EY	1358.08	16.99	0.12

Tableau 5.21 : vérification au flambement par flexion.

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
4 ^{ème}	HEA240	2200	2120	0.90	1.05	1.08	0.26
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA260	2000	2170	0.91	1.02	1.01	0.06

2^{ème} cas : $M_{sd,y}^{max}; N_{sd}^{cor}; M_{sd,z}^{cor} (1.35G+1.5Q)$ **Tableau 5.22** : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{max}$

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,y}^{max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,z}^{cor}$
4 ^{ème}	HEA240	1.35G+1.5Q	114.04	191.12	0.13
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA260	1.35G+1.5Q	81.65	483.88	0.15

Tableau 5.23 : vérification au flambement par flexion

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
4 ^{ème}	HEA240	2200	2120	0.90	1.06	1.036	0.75
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA260	2000	2170	0.91	1.23	1.44	0.72

2^{ème} cas : $M_{sd,y}^{max}; N_{sd}^{cor}; M_{sd,z}^{cor} (G+Q-1.5EX)$

Tableau 5.24 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau sous $M_{sd,y}^{max}$

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,y}^{max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,z}^{cor}$
4 ^{eme}	HEA240	G+Q-1.5EX	135.43	35.64	0.01
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	G+Q-1.5EX	129.40	515.01	0

Tableau 5.25 : vérification au flambement par flexion

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
4 ^{eme}	HEA240	2200	2120	0.90	1	1	0.75
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	2000	2170	0.90	1.03	1.11	0.88

3^{ème} cas : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd}^{cor} ; $M_{sd,y}^{cor}$ (1.35G+1.5Q)

Tableau 5.26 : Efforts internes des poteaux pour chaque niveau

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$
4 ^{eme}	HEA240	1.35G+1.5Q	0.13	75.66	58.42
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	1.35G+1.5Q	0.54	329.89	11.89

Tableau 5.27: vérification au flambement par flexion

Etage	Profilé	Lfy	Lfz	χ_{min}	Ky	Kz	Condition
4 ^{eme}	HEA240	2200	2120	0.90	1.01	1.01	0.45
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	2000	2170	0.91			

3^{ème} cas : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd}^{cor} ; $M_{sd,y}^{cor}$ (G+Q+1.25EY) (G+Q+1.5EY)

Tableau 5.28: Efforts internes des poteaux pour chaque niveau.

niveau	Profile	combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	N_{sd}^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$
4 ^{eme}	HEA240	G+Q+1.25EY	0.86	20.10	10.42
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	G+Q+1.5EY	7.17	189.93	3.72

Tableau 5.29 : vérification au flambement par flexion.

Etage	Profilé	L _{fy}	L _{fz}	χ_{min}	K _y	K _z	Condition
4 ^{ème}	HEA240	2200	2120	0.90	1	1	0.10
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	HEA260	2000	2170	0.91	1.03	1.03	0.20

5.6 Au déversement :**Exemple de calcul (Niveau 1^{er} HEA260):**

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Donc $\lambda_1 = 86.81$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} \times [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/iz}{h/tf})]} \text{ avec } C1 = 1.132$$

Vue que les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective **K** est pris égale à **0.5**, et donc la formule λ_{LT} est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L/iz}{\sqrt{C1} \times [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/iz}{h/tf})^2]} \times 0.25$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1750/65}{\sqrt{1.132} \times [1 + \frac{1}{20} (\frac{1750/65}{250/12.5})^2]} \times 0.25 = 24.78$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \bar{\lambda} = \frac{24.78}{86.81} = 0.28 < 0.4$$

Pas de risque de déversement .

Tableau 5.30: Vérification des poteaux au déversement.

Etage	Profilé	L	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	Observation
4 ^{eme}	HEA240	1750	26.72	0.30	Vérifiée.
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	HEA260	1750	24.78	0.28	Vérifiée.

5.7 Vérification des poutre principale et secondaire :

5.7.1 Poutre principale pour plancher terrasse IPE450 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT** , le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{\max} = 338.28 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{\max} = 233.89 \text{ kN.}$$

- Moment fléchissant :

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 338.28 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 722.68 \text{ kN.m..}$$

Condition vérifiée.

- Effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 233.89 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 734.68 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

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

$$V_{sd} = 233.89 \text{ kN.} < 0,5 V_{pl,rd} = 367.34 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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 déverse

5.7.2 Poutre secondaire pour plancher terrasse IPE240 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT**, le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{\max} = 72.02 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{\max} = 44.71 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 72.02 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 219.01 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 44.71 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 275.68 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

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

$$V_{sd} = 72.02 \text{ kN.} < 0,5 V_{pl,rd} = 137.84 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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

5.7.3 Poutre principale pour plancher courant IPE360 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT**, le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{\max} = 205.34 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{\max} = 74 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 205.34 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 483.70 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 74 \text{ kN.} < V_{pl,rd} = 506.64 \text{ kN.}$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

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

$$V_{sd} = 74 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 253,31 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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

5.7.4 Poutre secondaire pour plancher courant IPE200 :

D'après les résultats extraits du logiciel **ROBOT**, le moment fléchissant et l'effort tranchant sollicitant on pour les valeurs :

$$M_{sd}^{\max} = 45,81 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd}^{\max} = 28,44 \text{ kN.}$$

- **Moment fléchissant :**

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = 45,81 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 149,91 \text{ kN.m.}$$

Condition vérifiée.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :

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

$$V_{sd} = 28,44 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 202,07 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

- **Interaction :**

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = 28.44 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 101.04 \text{ kN}.$$

Condition vérifiée.

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

- **Au 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.

5.8 Vérification des palées de stabilité :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison :

$$G + Q + 1.25 E_x$$

5.8.1 Suivant les deux sens : (2UPN180)

$$\text{Traction : } N_{sd}^{\max} = 375.58 \text{ kN}.$$

Tableau 5.31: Caractéristique du profilé 2UPN180.

Profilé	h (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	A (mm ²)
2UPN180	180	1350	150	179	42.9	2800

- **Vérification à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd}^{\max} < N_{trd}$$

$$N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 2400 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 600 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 375.58 \text{ kN} \leq N_{trd} = 600 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

5.9 ferrailage de voile :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

➤ **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes

- **G + Q + EX**

- **0.8G + EX**

➤ **Prescriptions imposées par RPA99/2003 [1]**

• **Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA 99 version 2003 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 20 cm ($st < 20cm$).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

• **Aciers horizontaux :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

- **Aciers transversaux :**

Seuls les aciers verticaux (de diamètre $\emptyset l$) pris en compte dans le calcul de Nu-lim sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre $\emptyset t$)

- **Méthode de calcul :**

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, le calcul des armatures verticales qui constituent les armatures longitudinales sera mené avec la méthode des contraintes

Avec :

$$\sigma^{\max} = \frac{p}{s} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma^{\min} = \frac{p}{s} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

$$v = v' = \frac{L}{2}$$

P : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

S : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

On distingue 3 cas :

- Si $(\sigma^{\min} \text{ et } \sigma^{\max}) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée c'est-à-dire pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A99 (version 2003) $A_{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L$
- Si $(\sigma^{\min} \text{ et } \sigma^{\max}) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue c'est-à-dire pas de zone comprimée, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticale
- $A_v = F_t / f_e$, on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).
- Si : $A_v < A^{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A^{\min}$, on ferraille avec A_v .
- Si $(\sigma^{\min} \text{ et } \sigma^{\max})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Tableau 5.32 : Zone de calcul pour le ferrailage des voiles

Zone	Etages
1	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}
2	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}
3	7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}

➤ **Exemple de calcul :**

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15}$$

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

Tableau 5.33 : les sollicitation du voile V1.

Voile	Etage	Nsd (kN)	Msd (kN.m)
V1	1 ^{er}	3079.56	6616.45

➤ **Ferrailage de voile 1 :**

$$\begin{cases} \sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M.v}{I} \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

- **Calcul de la surface :**

$$A = b.e = 5,6 \times 0,18 = 1,01 \text{ m}^2$$

- **Calcul le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b.e^3}{12} = \frac{5,6 \times 0,18^3}{12} = 2,72 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{5,6}{2} = 2,8 \text{ m}$$

- **Calcul des contraintes tendues :**

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_t = \frac{6686,65}{1,01} - \frac{1056,20 \times 2,8}{2,72 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_t = -1080644,26 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul des contraintes comprimées :**

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{6686,65}{1,01} + \frac{1056,20 \times 2,8}{2,72 \times 10^{-3}}$$

$$\sigma_c = 1093885,15 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul de L_T :**

$$L_T = \frac{L}{\left(1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)}$$

$$L_T = \frac{5,6}{\left(1 + \frac{1093885,15}{1080644,26}\right)}$$

$$L_T = 2,78 \text{ m}$$

- **Calcul de L_C :**

$$L_C = L - L_T$$

$$L_C = 5,6 - 2,78$$

$$L_C = 2,82 \text{ m}$$

- **Calcul de la force de traction :**

$$F_t = \frac{\sigma_t \times L_T \times e}{2}$$

$$F_t = \frac{1080644,26 \times 2,78 \times 0,18}{2}$$

$$F_t = 270377,19 \text{ kN}$$

- **Calcul de la section d'armature vertical :**

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$A_{vt} = \frac{270377,19}{400} \times 10^{-2}$$

$$A_{vt} = 6,76 \text{ cm}^2$$

donc :

$$A_S^{tot} = \frac{A_S \times L}{L_T}$$

$$A_S^{tot} = \frac{6,76 \times 5,6}{2,78}$$

$$A_S^{tot} = 13,62 \text{ cm}^2$$

Choix : 9T14 = 13,85 cm²

- **Armature minimale du RPA99 version 2003 :**

Dans la zone tendue :

$$A_{RPA} = 0,20\% \times e \times L_T = 0,20 \times 0,18 \times 2,78 = 0,10 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites.

Tableau 5.34 : Ferrailage des voiles V1 ; V2 ; V3

voile	N (kN)	M (kN.m)	A (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	σ_t (kN/m ²)	σ_c (kN/ m ²)	L _T (m)	L _C (m)	F _t (kN)	A _{vt} (cm ²)	A _S ^{tot} (cm ²)
V1 ^{er}	3079.56	6616.4	1.01	2.7× 10 ⁻³	2.8	-108064 .44	1093885. 5	2.78	2.82	270377.2	6.76	13.62
V4 ^{ème}	1361.95	3116.2	1.01	2.7× 10 ⁻³	2.8	-555565 .25	563014.2	2.78	2.82	139002.4	3.48	7.01
V7 ^{ème}	361.54	996.9	1.01	2.7× 10 ⁻³	2.8	-198096 .03	200595.1 4	2.78	2.82	49563.63	1.24	2.5

Tableau 5.35 : choix des armatures des voiles

Voile	A_{vt} (cm²)	A_S^{tot} (cm²)	Choix (cm²)
<i>V1^{er}</i>	6.76	13.62	9T14
<i>V4^{ème}</i>	3.48	7.01	9T10
<i>V7^{ème}</i>	1.24	2.5	9T6

6.1 Introduction :

Un assemblage est une technique de construction qui consiste à joindre plusieurs pièces ensemble pour former une structure solide. Cette méthode est utilisée dans de nombreux domaines, tels que la construction, la menuiserie et la fabrication de machines. Les assemblages peuvent être réalisés de différentes manières, en fonction des matériaux utilisés et de l'objectif final de la structure. Certains assemblages sont simples et rapides à réaliser, tandis que d'autres nécessitent un travail minutieux et une grande précision pour garantir la solidité de la construction.

6.2 Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

6.2.1 Assemblage par boulonnage :

L'assemblage par boulonnage est une méthode courante pour joindre deux pièces ensemble. Cette méthode utilise des boulons, des écrous et des rondelles. On distingue deux types de boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Les boulons ordinaires sont sollicités en :

- Cisaillement
- Traction
- Traction & cisaillement
- Pression diamétrale (éléments minces)
 - **Caractéristiques des boulons :**
 - **Caractéristiques géométriques :**

Tableau 6.1 : Caractéristiques Géométrique des boulons .

Désignations	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A _s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tels que d diamètre de la partie non fileté de la vis en mm

d_0 : diamètre nominal du trou tolérance normalisée

A : section des boulons mm^2

A_s : section résistante de la partie filetée du boulon mm^2

Pour les boulons sollicités à la traction, on considère la section A_s de la partie filetée et pour les boulons sollicités au cisaillement, on considère la section nominale A .

- Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont d'une part la limite élastique f_{yb} et la limite ultime f_{ub} . On distingue plusieurs classes de qualité selon la nuance de l'acier

Tableau 6.2 : les caractéristiques mécaniques des boulons selon leur nuance d'acier

Classe de qualité	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{ub} N/mm^2	240	320	300	400	360	480	640	900
F_{yb} N/mm^2	400	400	500	500	600	600	800	1000

- Fonctionnement des assemblages

- Fonctionnement des assemblages par obstacle

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- Fonctionnement des assemblages par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

6.2.2 Assemblage par soudure :

Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec le métal d'apport de manière à reconstituer une continuité parfaite de la matière (Fig.1). Il faut que cette continuité soit capable de transmettre dans des conditions correctes les efforts agissant dans la section.

6.3 Vérifications des assemblages :

Dans ce chapitre, 7 types d'assemblages sont traités :

Bloc R+8 et Bloc R+3 :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage contreventement.

Bloc R+8 :

- Assemblage poutre-noyau

On va traiter un exemple de calcul manuel pour 2 types d'assemblages (poutre-solive ; poteau poutre) ; on va utiliser le logiciel **IDEA STATICA** et **Robot Auto desk Structural Analysis Professional 2020** pour les autres assemblages

Bloc R+8 :**6.4 Assemblage Poutre IPE330 –solive IPE240 : (Annexe 6)**

On va traiter cet assemblage manuellement.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE240** Avec l'âme de la poutre en **IPE330**, avec une file verticale de deux boulons.

6.4.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

- Poutre IPE 360:

$$h = 330 \text{ mm} ; b = 160 \text{ mm} ; t_f = 11.5 \text{ mm} ; t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$A = 62.61 \text{ cm}^2$$

- Solive IPE 240 :

$$h = 240 \text{ mm} ; b = 120 \text{ mm} ; t_f = 9.8 \text{ mm} ; t_w = 6.2 \text{ mm}$$

$$A = 39.12 \text{ cm}^2$$

6.4.2 Choix de la cornière :

On choisit des cornières à aile égale de dimension : $100 \times 100 \times 10$ mm

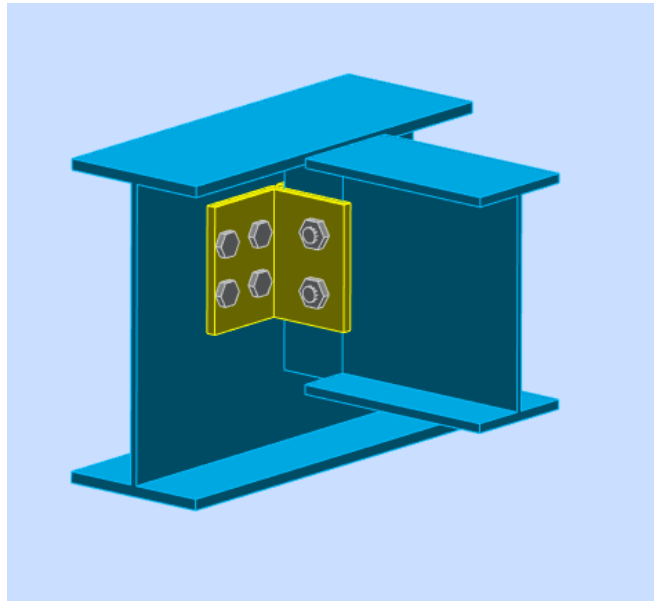


Figure 6.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.

On choisit 2 boulons ordinaires de diamètre 14 mm (M14) et de classe 5.8.

M14

$d = 14$ mm

$d_0 = 15$ mm

$A_s = 115$ mm²

Avec :

d : diamètre du boulon

d_0 : diamètre du trou

A_s : section résistante de la partie filetée

t : épaisseur du plat extérieur le plus mince (min de t_1 ou t_2)

- **Disposition constructive :**

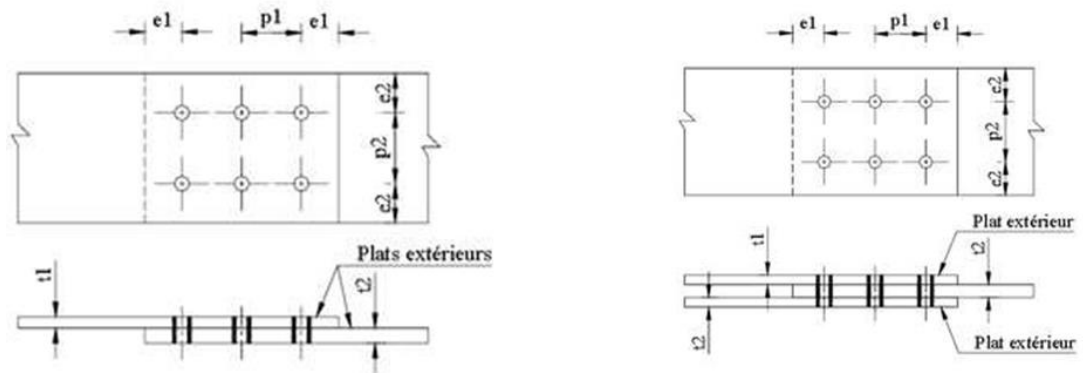


Figure 6.2 : disposition constructive réglementaire des boulons.

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$

$18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 40 \text{ mm.}$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$

$22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 35 \text{ mm.}$

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 50 \text{ mm.}$

$3 d_0 \leq p_2 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$45 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 50 \text{ mm.}$

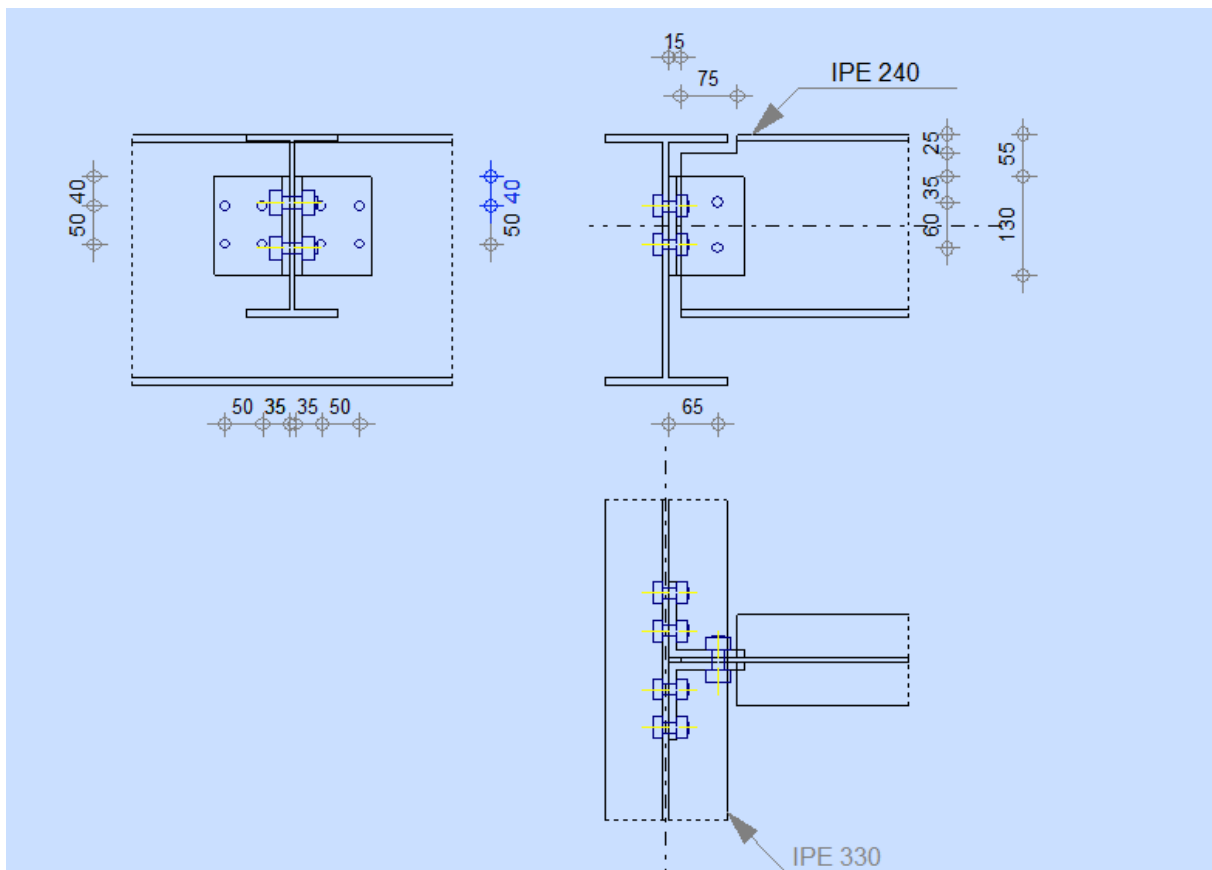


Figure 6.3 : Disposition constructive de l'assemblage poutre – solive.

○ **Résistance des boulons au cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$V_{sd} = 27.88 \text{ kN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{27.88}{2} = 13.94 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m1}} \quad (\text{pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9}) \quad (\text{EC3.tab.6.5.3})$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \times 500 \times 115 \times 10^3}{1.25} = 23 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 13.94 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 23 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

○ **Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{40}{3 \times 15}; \frac{50}{3 \times 15} - \frac{1}{4}; \frac{500}{400}; 1\right) = \min(0.89, 0.86, 1.25, 1) = 0.86$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 500 \times 14 \times 10}{1.25} = 120.4 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 6.97 \text{ kN} \leq F_{b,rd} = 120.4 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.5 Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 340 – IPE330) (Annexe7)

Cet assemblage est réalisé en reliant la platine et le poteau à l'aide des boulons, et la poutre doit être soudée sur la platine.

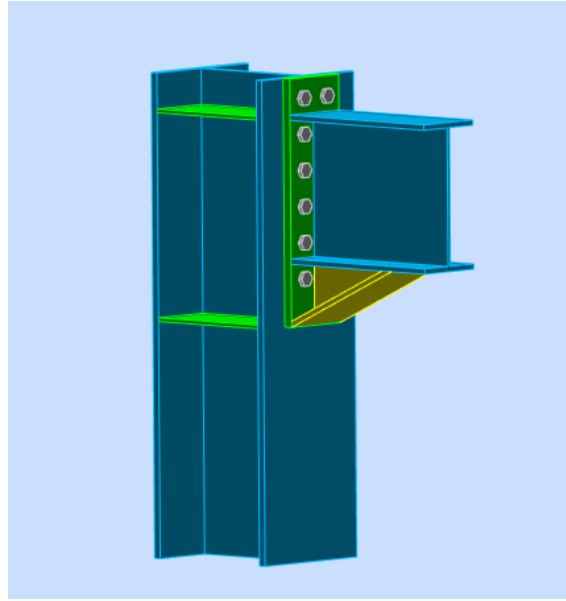


Figure 6.4 : Schéma de l'assemblage poutre – poteau.

○ Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

La nuance d'acier utilisée est S275 donc :

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \gamma_{mw} = 1.30 ; \beta_w = 0.85$$

• **Efforts internes :**

$$M_{sd} = 142.15 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 110.58 \text{ kN.}$$

○ Assemblage poutre-platine (soudure) :

On fixe le cordon de soudure $a = 9 \text{ mm}$

$$I_1 = b_s = 160 \text{ mm}$$

$$I_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{160 - 7.5}{2} = 76.25 \text{ mm}$$

$$I_3 = h - 2t_f = 330 - 2 \times 11.5 = 307 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = (2 \times 160 + 4 \times 76.25 + 2 \times 307) \times 9 = 11151 \text{ mm}^2.$$

$$I_s / y_y = 2[(a l_1 d_1^2) + (2a l_2 d_2^2)]$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} = \frac{330}{2} - \frac{9}{2} = 160.5 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - tf - \frac{a}{2} = \frac{330}{2} - 11.5 - \frac{9}{2} = 149 \text{ mm}$$

Donc :

$$I_s/yy = 2[(9 \times 160 \times 160.5^2) + (2 \times 9 \times 76.25 \times 149^2)]$$

$$I_s/yy = 135.13 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

○ **Vérification de la résistance :**

Nsd et Vsd :

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\sum |i_{ai}|}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2I_3 a}\right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m1}}$$

$$\sqrt{3 \times \left(\frac{110.58 \times 10^3}{2 \times 307 \times 9}\right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.30}$$

$$34.66 \text{ MPa} \leq 389.14 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Nsd et Msd :

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{N_{sd}}{\sum |i_{ai}|}\right)^2 + \left(\frac{M_{sd}}{I_s/yy}\right) \times \frac{h}{2} \right]} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{m1}}$$

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{142.15}{135.13 \times 10^6}\right) \times \frac{330}{2} \right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.30}$$

$$245.47 \text{ MPa} \leq 389.14 \text{ MPa}$$

○ **Assemblage poteau-platine (boulonnage) :**

On choisit d'utiliser **12** boulons **HR** de diamètre **16mm** et de classe **8.8**, avec une platine de dimension **550 x 160 x 20 mm**.

- **M16**
- **d = 16 mm**

- $d_0 = 18 \text{ mm}$
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$

○ Disposition constructive :

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$

$$21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 35 \text{ mm.}$$

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm.}$$

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$$39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_1 = 80 \text{ mm.}$$

3 $d_0 \leq p_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$$54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad p_2 = 80 \text{ mm.}$$

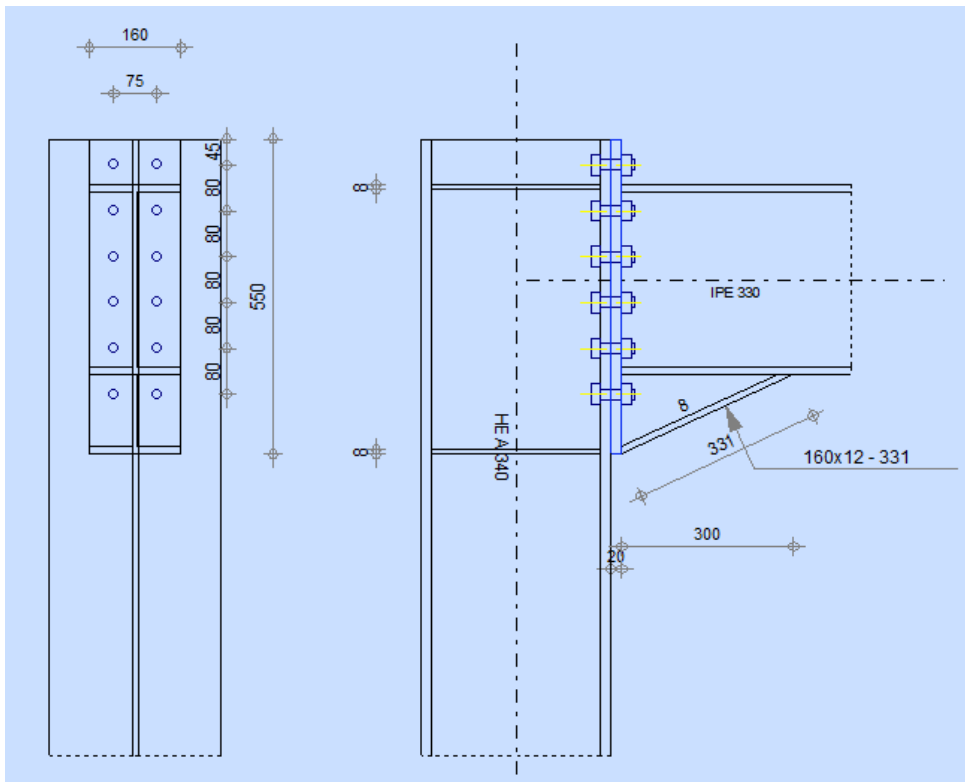


Figure 6.5: Disposition constructif de l'assemblage poteau - poutre.

○ **Détermination des efforts dans le boulon :**

Ces efforts sont obtenus par la formule :

$$N_i = \frac{M_{sd} d_i}{\sum d_i^2}$$

Avec :

$$M_{sd} = 142.15 \text{ kN.m}$$

$$d_5 = 80\text{mm} \quad \rightarrow \quad N_5 = 8.01 \text{ kN.}$$

$$d_4 = 160\text{mm} \quad \rightarrow \quad N_4 = 16.2 \text{ kN.}$$

$$d_3 = 240\text{mm} \quad \rightarrow \quad N_3 = 24.01 \text{ kN.}$$

$$d_2 = 320\text{mm} \quad \rightarrow \quad N_2 = 32.014 \text{ kN.}$$

$$d_1 = 392\text{mm} \quad \rightarrow \quad N_1 = 39.22 \text{ kN}$$

$$\sum d_i^2 = 1420864 \text{ mm}^2.$$

○ **Vérification du moment effectif de l'assemblage :**

Il faut vérifier que :

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

$$M_{rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_5}$$

Avec :

M_{sd} : moment résistant maximal.

M_{rd} : moment résistant effectif.

n : nombre de boulons par rangée ($n = 2$).

$F_{p,cd}$: L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{US} \times A_s.$$

F_{US} : la contrainte du rupture de boulon (1000MPa)

A_s : section résistante du boulon HR

$$F_{p,cd} = 0,7 \times 1000 \times 157 = 109.9 \text{ kN.}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 109.9 \times 1420864}{392} = 796.70 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 142.15 \text{ kN.m} \leq M_{rd} = 796.70 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ **Résistance des boulons à la traction :**

Il faut vérifier que :

$$N_{tr} \leq nF_p$$

$$N_{tr} = N_5 = 39.22 \text{ kN.}$$

$$nF_p = 2 \times 109.9 = 219.8 \text{ kN.}$$

$$N_{tr} = 39.22 \text{ kN} \leq nF_p = 219.8 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{s,rd}$$

Avec :

F_{vsd} : Effort tranchant par boulons.

$F_{s,rd}$: Résistance au glissement.

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{110.58}{12} = 9.215 \text{ kN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (f_p - 0.8 N_{tr})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

k_s : Pour des trous avec tolérances nominales normales ($k_s = 1$).

μ : Surface nettoyées par brossage métallique ($\mu = 0.3$).

n : Nombre d'interfaces de frottement ($n = 1$).

γ_{ms} : Pour les résistances au glissement ($\gamma_{ms} = 1.25$).

N_{tr} = Effort de traction.

Alors :

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (f_p - 0.8 N_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times (109.9 - 0.8 \times 39.22)}{1.1} = 21.42 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = 9.215 \text{ kN} \leq F_{s,rd} = 21.42 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

○ **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_t$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{142.15}{0.33-0.0165} = 453.43 \text{ kN}$$

$$F_t = t_w \times b \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 9.5 \times 300 \times \frac{275}{1.1} = 712.5 \text{ kN}$$

$$F_v = 453.43 \text{ kN} \leq F_t = 712.5 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

○ **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_r$$

$$F_r = 0.58 \times f_y \times h_c \times \frac{t_w}{\gamma_{m1}} = 0.58 \times 275 \times 330 \times \frac{9.5}{1.1} = 454.57 \text{ kN}$$

$$F_v = 453.43 \text{ kN} \leq F_r = 454.57 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

○ **Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_c$$

$$F_c = f_y \times t_w \left[1.25 - 0.5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right] \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t_p + 5(t_f + r_b) = 11.5 + 2 \times 20 + 5(16.5 + 18) = 224 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{el,y}} = \frac{110.58 \times 10^3}{13350} + \frac{142.15 \times 10^6}{1678 \times 10^3} = 217 \text{ MPa}$$

$$F_c = 275 \times 9.5 \left[1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{217}{275} \right] \frac{224}{1.1} = 632.55 \text{ kN}$$

$$F_v = 453.43 \text{ kN} \leq F_c = 632.55 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

6.6 Assemblage pied de poteau : (annexe 8)**6.4.1 Introduction :**

La base de poteau a le rôle d'assurer la transmettre au massif de fondation les efforts développés dans les poteaux. Elle constitue une platine en acier assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section de profilé constituant le poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

- La plaque d'assise (La platine d'extrémité) :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section du profilé constituant le poteau.

- Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'apposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage.

- La bêche

La bêche est un tronçon de profile soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

- La contre platine

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation. La contre platine a deux fonctions, l'un est destiné pour répartir les efforts de compression transmis par poteau et l'autre permet au pied de poteau des mouvements de rotation.

6.4.2 les efforts :

$$N_{sd} = 358.24 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 123.63 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 6.39 \text{ kN.m}$$

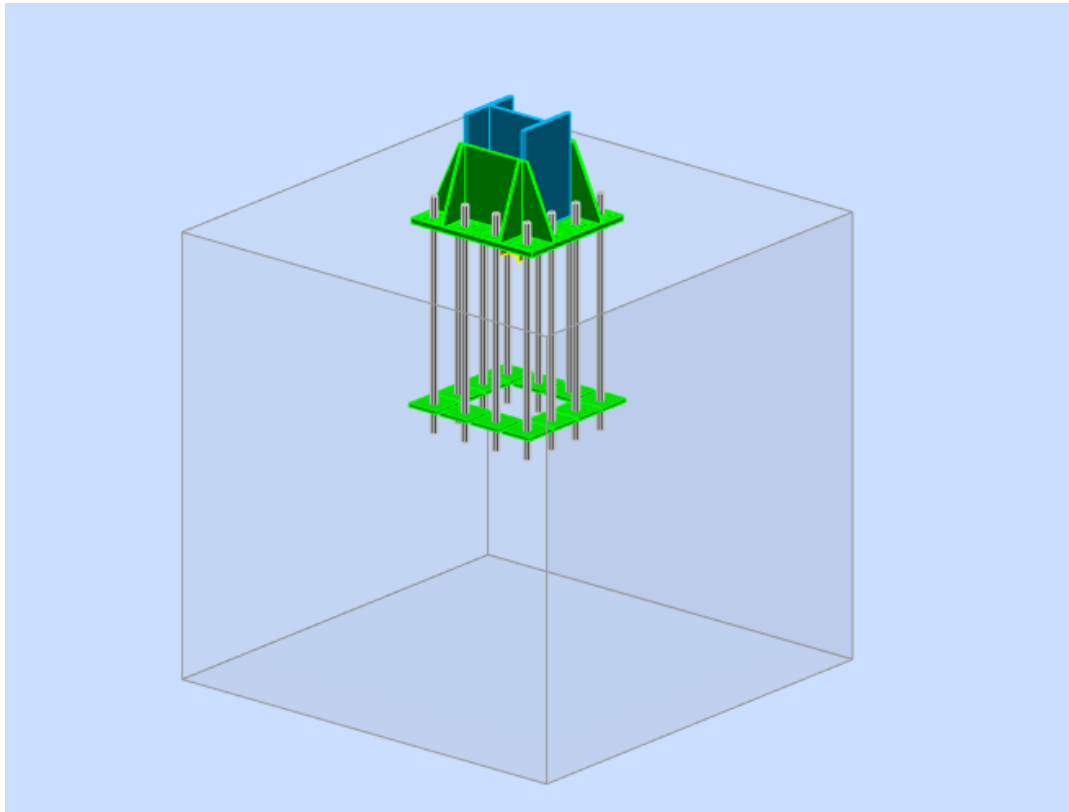


Figure 6.6 : : assemblage pied de poteau HEA340

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0,97</p>

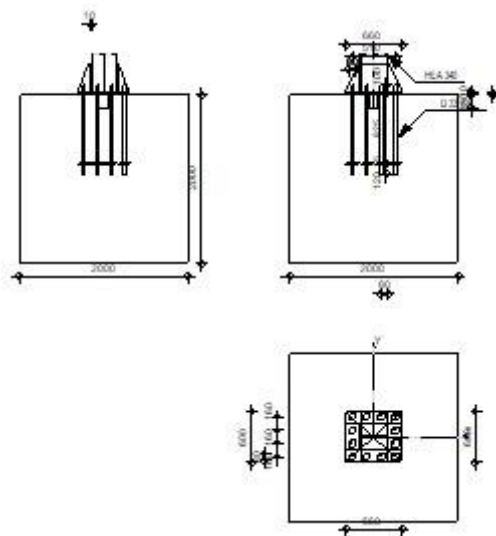


Figure 6.7 : résultat de l'assemblage pied de poteau HEA340.

6.7 Assemblage Gousset-contreventement : (annexe 9)

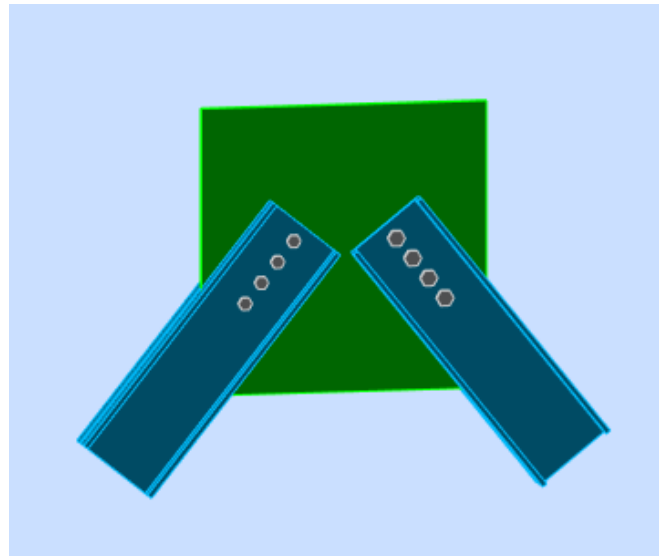


Figure 6.8 : assemblage gousset-contreventement .

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	
<p>Ratio 0,93</p>		

D3 - 2 URM 200
 D4 - 2 URM 200

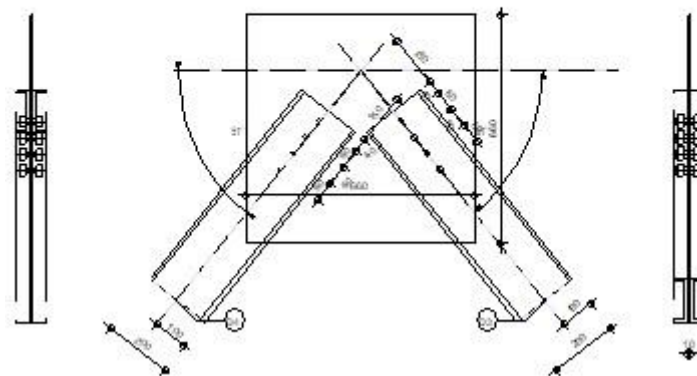


Figure 6.9 : résultat de l'assemblage gousset-conreventement

6.8 Assemblage Poteau HEA340-Poutre IPE240 : (annexe10)

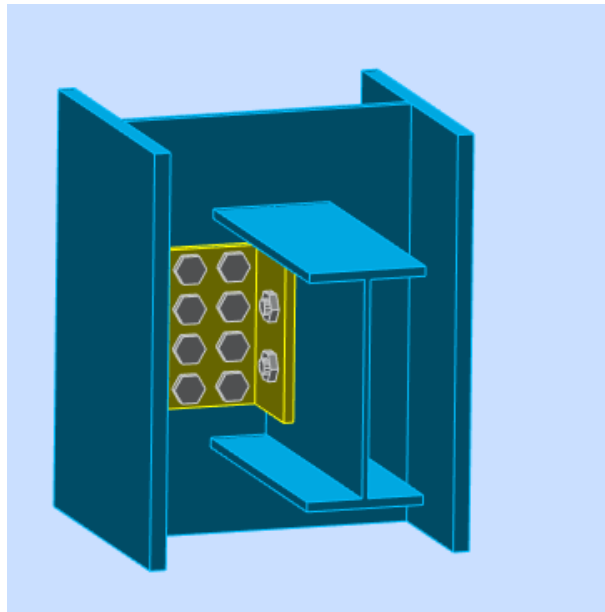



Figure 6.10 : assemblage poteau poutre secondaire

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0,44</p>
---	---	---

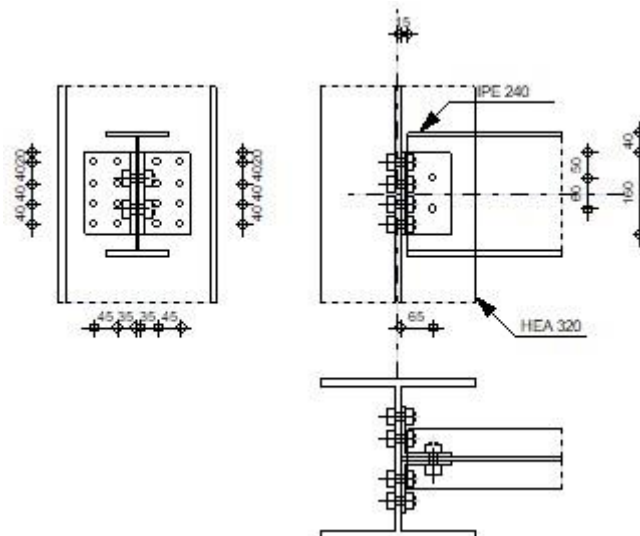


Figure 6.11 : résultat de l'assemblage Poteau poutre secondaire .

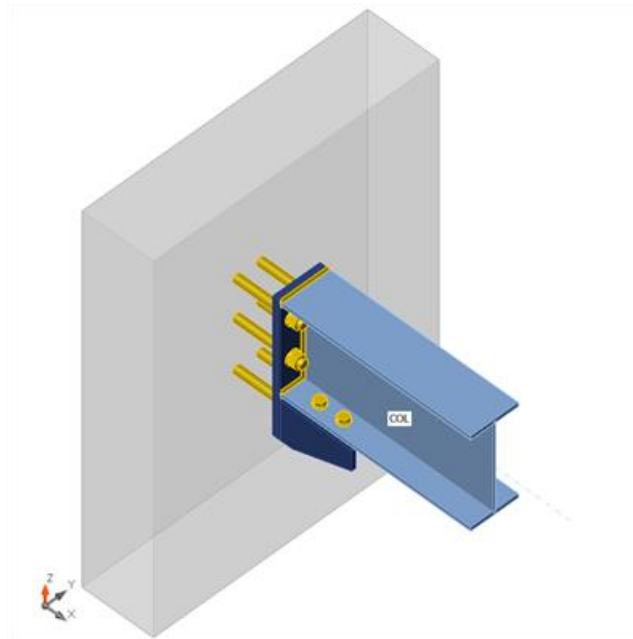
6.9 Assemblage SoliveIPE240-Noyau : Annexe 11

Figure 6.13 : Vue d'assemblage Solive-noyau

Tableau 6.3: Vérification de l'assemblage Solive-noyau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Boulons	$1.0 < 100\%$	OK
Tiges	$91.3 < 100\%$	OK
Soudures	$27.2 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$3.3 < 100\%$	OK
Voilement	1058.70	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	9.8	LE1	19.9	0.0	0.9	OK
COL-tfl 1	9.8	LE1	43.7	0.0	0.0	OK
COL-w 1	6.2	LE1	44.8	0.0	0.0	OK
SP 1	10.0	LE1	91.3	0.0	0.8	OK
SP 2	10.0	LE1	8.9	0.0	0.9	OK
SP 3	10.0	LE1	5.2	0.0	0.8	OK
SP 4	10.0	LE1	9.7	0.0	0.0	OK
SP 5	10.0	LE1	9.7	0.0	0.0	OK

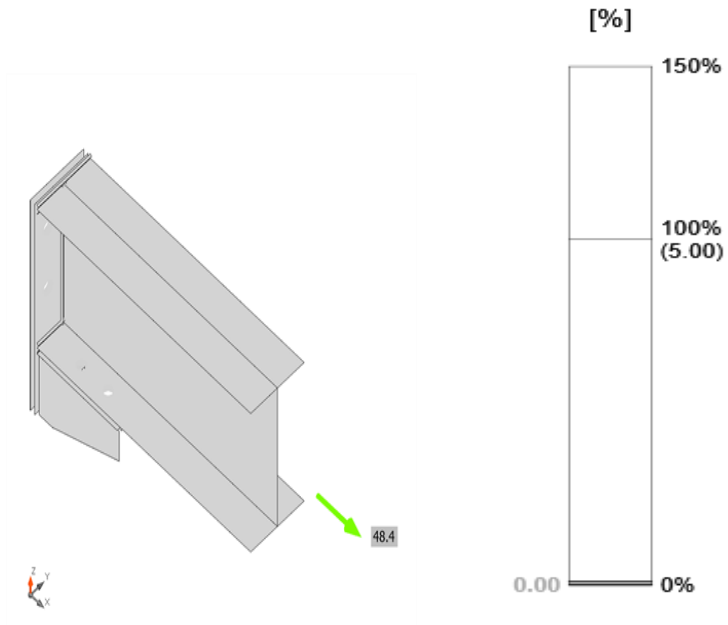


Figure 6.14: Vérification de déformation

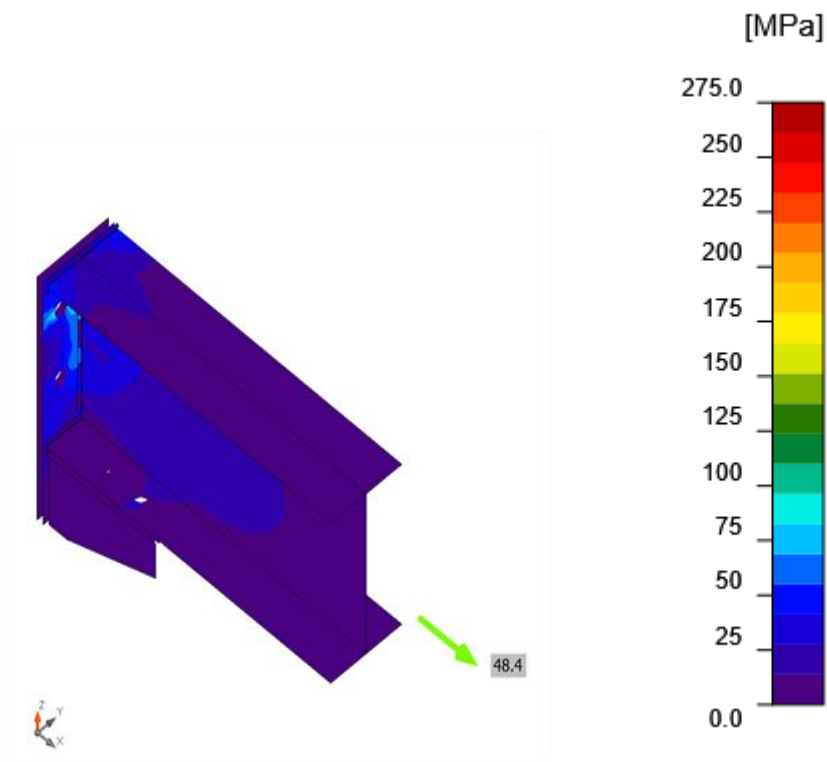


Figure 6.15: Contrainte équivalente

6.10 Assemblage poteau-poteau : (Annexe 12)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
<p>Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau</p>		Ratio 0,24
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009		

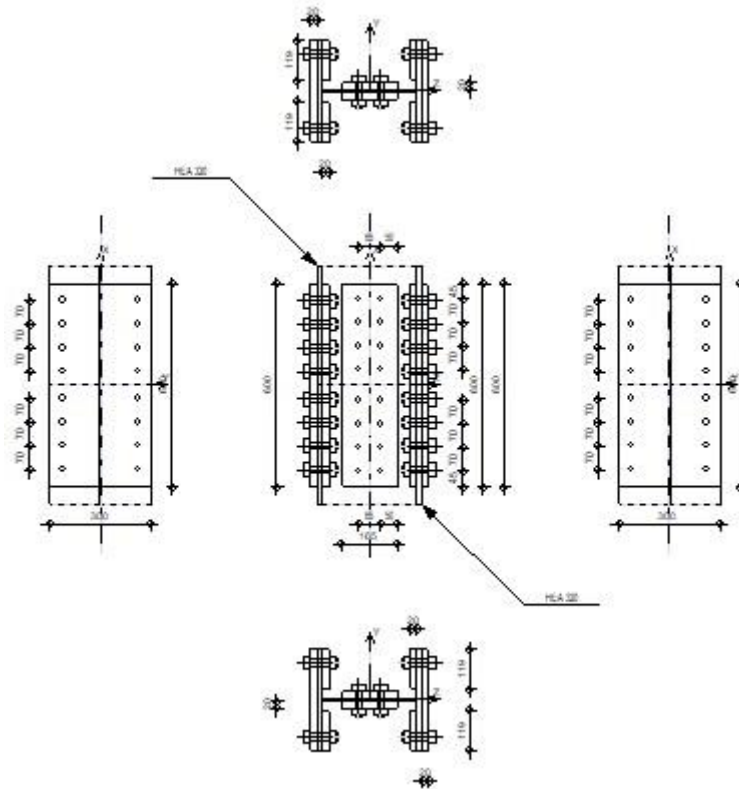


Figure 6.16 : résultat de l'assemblage poteau poteau.

7.1 Poteaux mixte :

7.1.1 Introduction :

Les poteaux mixtes sont classés en deux types principaux, les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton.

- a) Les poteaux partiellement enrobés de béton sont des profilés en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton. Dans les poteaux totalement enrobés de béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton.
- b) Les profilés creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter, la résistance en compression du poteau augmente également.

- Méthodes de calcul

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes :

- **Méthode Générale :**

qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés .

- **Méthode Simplifiée :**

Utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux. Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur. Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine;
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul;
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

- **Condition d'utilisation de la méthode simplifier de calcul :**

- La section est symétrique.
- $0,2 < \delta < 0,9$
- $\bar{\lambda}_y < 2$ et $\bar{\lambda}_z < 2$
- $0,3\%A_c < A_s < 6\%A_c$
- $0,2 \leq \frac{h_a}{b_a} \leq 5$
- $40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b_c$ $40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h_c$

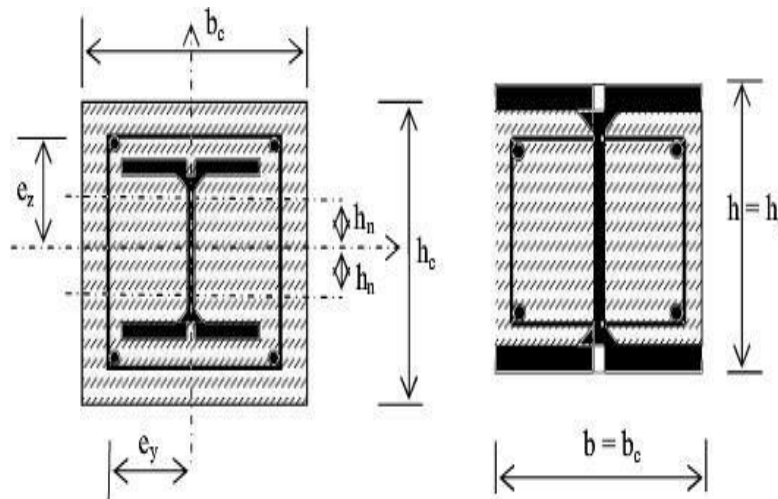


Figure 7.1 : Poteau partiellement ou totalement enrobé

On va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau entièrement enrobé soumis à la compression axiale.

7.2 Hypothèse de calcul :

7.2.1 Pré-dimensionnement du poteau mixte :

Pour réaliser un poteau mixte, on utilise généralement quatre matériaux de base :

L'acier de construction, l'acier d'armature ou de renfort, les tôles profilées en acier et le béton. Pour le profilé en acier On utilisé HEA340 et HEA260

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

Bloc R+3 :**a) Vérification de la résistance du poteau :****➤ Résistance plastique à la compression**

On suppose :

8 barres d'armatures de diamètre 16 mm pour notre poteau mixte (8 ϕ 16)

Un enrobage de 40 mm dans les deux sens y-y et z-z.

$$C_y = 40 \text{ mm} \quad C_z = 40 \text{ mm}$$

- Caractéristiques de la section mixte :**➤ Acier HEA260 :**

$$A_a = 8680 \text{ mm}^2$$

$$I_{ya} = 10450 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{za} = 3668 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{plya} = 919,8 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{plza} = 430,2 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Les armatures 8 ϕ 16 :

La section A_s :

$$A_{barre} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \times 16^2}{4} = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 8 \times \frac{\pi d^2}{4} = 8 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 1608,5 \text{ mm}^2$$

- Le moment d'inertie :

Sens y-y :

$$I_{sy} = I_{ybarre} + A_{barre} \cdot d_y^2$$

$$d_{y1} = \left[\frac{b}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi_t + C_y \right) \right]$$

$$d_{y1} = \left[\frac{410}{2} - \left(\frac{16}{2} + 10 + 40 \right) \right]$$

$$d_{y1} = 147 \text{ mm}$$

Avec :

$$b = ba + e = 260 + 150 = 410 \text{ mm}$$

e : L'enrobage totale du béton à partir de la section de l'acier.

$$C_y = 40 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$d_{y2} = 0 \text{ mm}$$

Donc :

$$I_{sy} = [I_{ybarre} + A_{barre} \cdot d_{z1}^2] \times 6 + [I_{ybarre} + A_{barre} \cdot d_{z2}^2] \times 2$$

$$I_{sy} = [0 + 201,06 \times 142^2] \times 6 + [0 + 201,06 \times 0^2] \times 2$$

$$I_{sy} = 2,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Sens z-z :

$$I_{sz} = I_{zbarre} + A_{barre} \cdot d_z^2$$

$$d_{z1} = \left[\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi_t + C_z \right) \right] = \left[\frac{400}{2} - \left(\frac{16}{2} + 10 + 40 \right) \right] = 142 \text{ mm}$$

Avec :

$$h = ha + e = 250 + 150 = 400 \text{ mm}$$

$$C_z = 40 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$d_{z2} = 0 \text{ mm}$$

$$I_{sz} = [I_{z\text{barre}} + A_{\text{barre}} \cdot d_{y1}^2] \times 6 + [I_{z\text{barre}} + A_{\text{barre}} \cdot d_{y2}^2] \times 2$$

$$I_{sz} = [0 + 201,06 \times 147^2] \times 6 + [0 + 201,06 \times 0^2] \times 2$$

$$I_{sz} = 2,61 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment plastique :

Sens y-y :

$$W_{\text{plsy}} = A_{\text{barre}} \cdot d_z$$

$$W_{\text{plsy}} = [A_{\text{barre}} \cdot d_{z1}] \times 6 + [A_{\text{barre}} \cdot d_{z2}] \times 2$$

$$W_{\text{plsy}} = [201,06 \times 142] \times 6 + [201,06 \times 0] \times 2$$

$$W_{\text{plsy}} = 1,71 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Sens z-z :

$$W_{\text{plsz}} = A_{\text{barre}} \cdot d_y$$

$$W_{\text{plsz}} = [A_{\text{barre}} \cdot d_{y1}] \times 6 + [A_{\text{barre}} \cdot d_{y2}] \times 2$$

$$W_{\text{plsz}} = [201,06 \times 147] \times 6 + [201,06 \times 0] \times 2$$

$$W_{\text{plsz}} = 1,77 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

➤ **Le béton (450 × 480) :**

La section A_c :

$$A_c = (h \times b) - (A_a + A_s)$$

$$A_c = (400 \times 410) - (8680 + 1608,5)$$

$$A_c = 153711,5 \text{ mm}^2$$

Béton :**Le moment d'inertie :****Sens y-y :**

$$I_{cy} = \frac{b \cdot h^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy})$$

$$I_{cy} = \frac{410 \times 400^3}{12} - (10450 \times 10^4 + 2,4 \times 10^7)$$

$$I_{cy} = 2,06 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Sens z-z :

$$I_{cz} = \frac{h \cdot b^3}{12} - (I_{az} + I_{sz})$$

$$I_{cz} = \frac{400 \times 410^3}{12} - (3668 \times 10^4 + 2,61 \times 10^7)$$

$$I_{cz} = 2,23 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Le module plastique :**Sens y-y :**

$$W_{plyc} = \frac{b \cdot h^2}{4} - (W_{plya} + W_{plys})$$

$$W_{plyc} = \frac{410 \times 400^2}{4} - (919,8 \times 10^3 + 1,71 \times 10^5)$$

$$W_{plyc} = 1,53 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Sens z-z :

$$W_{plzc} = \frac{h \cdot b^2}{4} - (W_{plza} + W_{plzs})$$

$$W_{plzc} = \frac{400 \times 410^2}{4} - (430,2 \times 10^3 + 1,77 \times 10^5)$$

$$W_{plzc} = 1,62 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

7.3 Vérification de flambement :**- La rigidité élastique :****Sens y-y :**

$$EI = E_a I_a + 0,6 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_a = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{Mc}} = \frac{32000}{1,35} = 23703,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Avec : } E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_{Mc} = 1,35$$

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

Sens y-y :

$$(EI_y) = E_a I_{ay} + 0,6 E_{cd} I_{cy} + E_s I_{sy}$$

$$(EI_y) = 2,1 \times 10^5 \times 10450 \times 10^4 + 0,6 \times 23703,70 \times 2,06 \times 10^9 + 2,1 \times 10^5 \times 2,4 \times 10^7$$

$$(EI_y) = 5,63 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

Sens z-z :

$$(EI_z) = E_a I_{az} + 0,6 E_{cd} I_{cz} + E_s I_{sz}$$

$$(EI_z) = 2,1 \times 10^5 \times 3668 \times 10^4 + 0,6 \times 23703,70 \times 2,23 \times 10^9 + 2,1 \times 10^5 \times 2,61 \times 10^7$$

$$(EI_z) = 4,49 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

La charge critique N_{cr} :**Sens y-y :**

$$l_{fy} = 0,7H = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 (EI_y)}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 5,63 \times 10^{13}}{2,14^2} = 1,21 \times 10^{14} \text{ N}$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{62,97 \times 10^5}{1,21 \times 10^{14}}} = 2,28 \times 10^{-4}$$

$$\bar{\lambda}_y = 2,28 \times 10^{-4} < 0,2 \quad \text{Pas de risque de flambement.}$$

Calcul de χ :

Pas de risque de flambement donc :

$$\chi_y = 1$$

Sens z-z :

$$l_{fz} = 0,7H \quad l_{fz} = 0,7 \times 3,06 \quad l_{fz} = 2,14 \text{ m}$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2(EI_z)}{l_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 4,49 \times 10^{13}}{2,14^2} = 9,68 \times 10^{13} \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{62,97 \times 10^5}{9,68 \times 10^{13}}} = 2,55 \times 10^{-4}$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,55 \times 10^{-4} < 0,2 \quad \text{Pas de risque de flambement.}$$

$$\chi_z = 1$$

- **La résistance plastique en compression N_{plr} :**

$$N_{plr} = A_a f_y + A_c 0,85 f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$N_{plr} = 8680 \times 275 + 153711,5 \times 0,85 \times 25 + 1608,5 \times 400$$

$$N_{plr} = 62,97 \times 10^5 \text{ N}$$

Avec :

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

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

$$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$$

- **La résistance plastique en compression $N_{pl,rd}$:**

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{pl,rd} = \left[8680 \times \frac{275}{1,1} + 153711,5 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 1608,5 \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3$$

$$N_{pl,rd} = 4907,06 \text{ kN}$$

Vérification :**Sens y-y :**

$$N_{sd} \leq \chi_y \cdot N_{pl,rd}$$

$$1516,37 \leq 1 \times 4907,06 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1516,37 \text{ kN} < \chi_y \cdot N_{pl,rd} = 4907,06 \text{ kN}$$

Sens z-z :

$$N_{sd} \leq \chi_z \cdot N_{pl,rd}$$

$$2806,22 \leq 1 \times 6745,06$$

$$N_{sd} = 2806,22 \text{ kN} < \chi_z \cdot N_{pl,rd} = 6745,06 \text{ kN}$$

Applicabilité de la méthode simplifiée :

Les conditions d'applicabilité de la méthode simplifiée sont :

- La section est symétrique.
- $0,2 < \delta < 0,9$
- $\bar{\lambda}_y < 2$ et $\bar{\lambda}_z < 2$
- $0,3\%A_c < A_s < 6\%A_c$
- $0,2 \leq \frac{h_a}{b_a} \leq 5$
- $40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b_c$ $40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h_c$

Condition 1 :

La section est symétrique donc condition vérifiée.

Condition 2 :

$$0,2 < \delta < 0,9$$

Avec :

$$\delta = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}}}{N_{pl,rd}} = \frac{8680 \times \frac{275}{1,1}}{4907,06 \times 10^3} = 0,44$$

$$0,2 < \delta = 0,44 < 0,9$$

Condition vérifiée

Condition 3 :

Sens y-y :

$$\bar{\lambda}_y = 2,28 \times 10^{-4}$$

$$\bar{\lambda}_y = 2,28 \times 10^{-4} < 2$$

Condition vérifiée

Sens z-z :

$$\bar{\lambda}_z = 2,55 \times 10^{-4}$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,55 \times 10^{-4} < 2$$

Condition vérifiée

Condition 4 :

$$0,3\%A_c < A_s < 6\%A_c$$

$$\frac{0,3}{100} \times 153711,5 < 1608,5 < \frac{6}{100} \times 153711,5$$

$$461,13 \text{ mm}^2 < 1608,5 \text{ mm}^2 < 9222,69 \text{ mm}^2$$

$$0,3\%A_s < A_s < 6\%A_s$$

Condition vérifiée

Condition 5 :

$$0,2 \leq \frac{h_a}{b_a} \leq 5 \quad 0,2 \leq \frac{250}{260} \leq 5 \quad 0,2 < \frac{h_a}{b_a} = 0,96 < 5$$

Condition vérifiée

Condition 6 :

$$40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b_c$$

$$40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \leq 0,4 \times 410$$

$$40 \text{ mm} < 40 \text{ mm} < 164 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

$$40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h_c$$

$$40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \leq 0,3 \times 410$$

$$40 \text{ mm} < 40 \text{ mm} < 123 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

Bloc R+8 :

Tableau 7.1 : calcul et vérification du poteaux mixte

Sens	Sens y-y	Sens z-z
A_{barre} (mm ²)	201.06	201.06
La section A_s (mm ²)	1608.5	1608.5
d_1 (mm)	167	182
d_2 (mm)	0	0
I_s (mm ⁴)	4×10^7	$3,36 \times 10^7$
W_{pls} (mm ³)	$2,2 \times 10^5$	$2,01 \times 10^5$
La section A_c (mm ²)	201041,5	201041,5
I_{cy} (mm ⁴)	$3,83 \times 10^9$	$3,54 \times 10^9$
W_{plc} (mm ³)	$3,4 \times 10^7$	$2,33 \times 10^7$
(EI) N/mm^2	$1,21 \times 10^{14}$	$7,30 \times 10^{13}$
l_f (m)	2,14	2,14
N_{cr} (N)	$2,61 \times 10^{14}$	$2,61 \times 10^{14}$
N_{ptr} (kN)	$85,87 \times 10^5$	$85,87 \times 10^5$
$\bar{\lambda}$	$1,81 \times 10^{-4}$	$2,34 \times 10^{-4}$
χ_y	1	1
$N_{pl,rd}$ (kN)	6745,06	6745,06

Applicabilité de la méthode simplifiée :

Les conditions d'applicabilité de la méthode simplifiée sont :

- La section est symétrique.
- $0,2 < \delta < 0,9$
- $\bar{\lambda}_y < 2$ et $\bar{\lambda}_z < 2$
- $0,3\%A_c < A_s < 6\%A_c$
- $0,2 \leq \frac{h_a}{b_a} \leq 5$
- $40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b_c$ $40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h_c$

Condition 1 :

La section est symétrique donc condition vérifiée.

Condition 2 :

$$0,2 < \delta < 0,9$$

Avec :

$$\delta = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}}}{N_{pl,rd}} \quad \delta = \frac{13350 \times \frac{275}{1,1}}{6745,06 \times 10^3} \quad \delta = 0,49$$

$$0,2 < \delta = 0,49 < 0,9$$

Condition vérifiée

Condition 3 :**Sens y-y :**

$$\bar{\lambda}_y = 1,81 \times 10^{-4}$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,81 \times 10^{-4} < 2$$

Condition vérifiée

Sens z-z :

$$\bar{\lambda}_z = 2,34 \times 10^{-4}$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,34 \times 10^{-4} < 2$$

Condition vérifiée

Condition 4 :

$$0,3\%A_c < A_s < 6\%A_c$$

$$\frac{0,3}{100} \times 201041,5 < 1608,5 < \frac{6}{100} \times 201041,5$$

$$603,12 \text{ mm}^2 < 1608,5 \text{ mm}^2 < 12062,49 \text{ mm}^2$$

$$0,3\%A_s < A_s < 6\%A_s$$

Condition vérifiée

Condition 5 :

$$0,2 \leq \frac{h_a}{b_a} \leq 5 \quad 0,2 \leq \frac{330}{300} \leq 5 \quad 0,2 < \frac{h_a}{b_a} = 1,1 < 5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Condition 6 :**Sens y-y :**

$$40 \text{ mm} \leq C_y \leq 0,4b_c \quad 40 \text{ mm} \leq C_y = 40 \text{ mm} \leq 0,4 \times 410 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens z-z :

$$40 \text{ mm} \leq C_z \leq 0,3h_c$$

$$40 \text{ mm} \leq C_z = 40 \text{ mm} \leq 0,3 \times 410$$

Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

7.4 Etude du voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher RDC.

7.4.1 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [7], qui stipule dans son article 10.1.2 :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (B : Section du voile).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

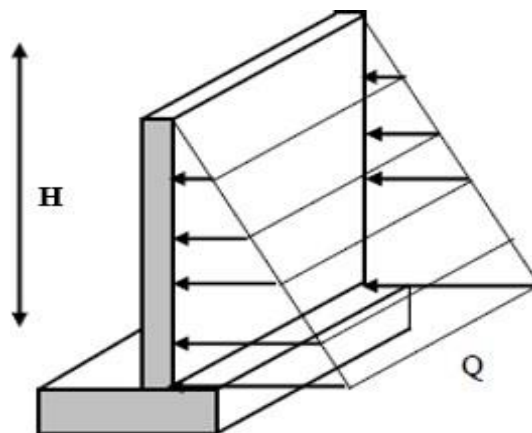


Figure 7.2 : Poussées des terres sur voile périphérique.

- L'épaisseur du voile périphérique = 20 cm.

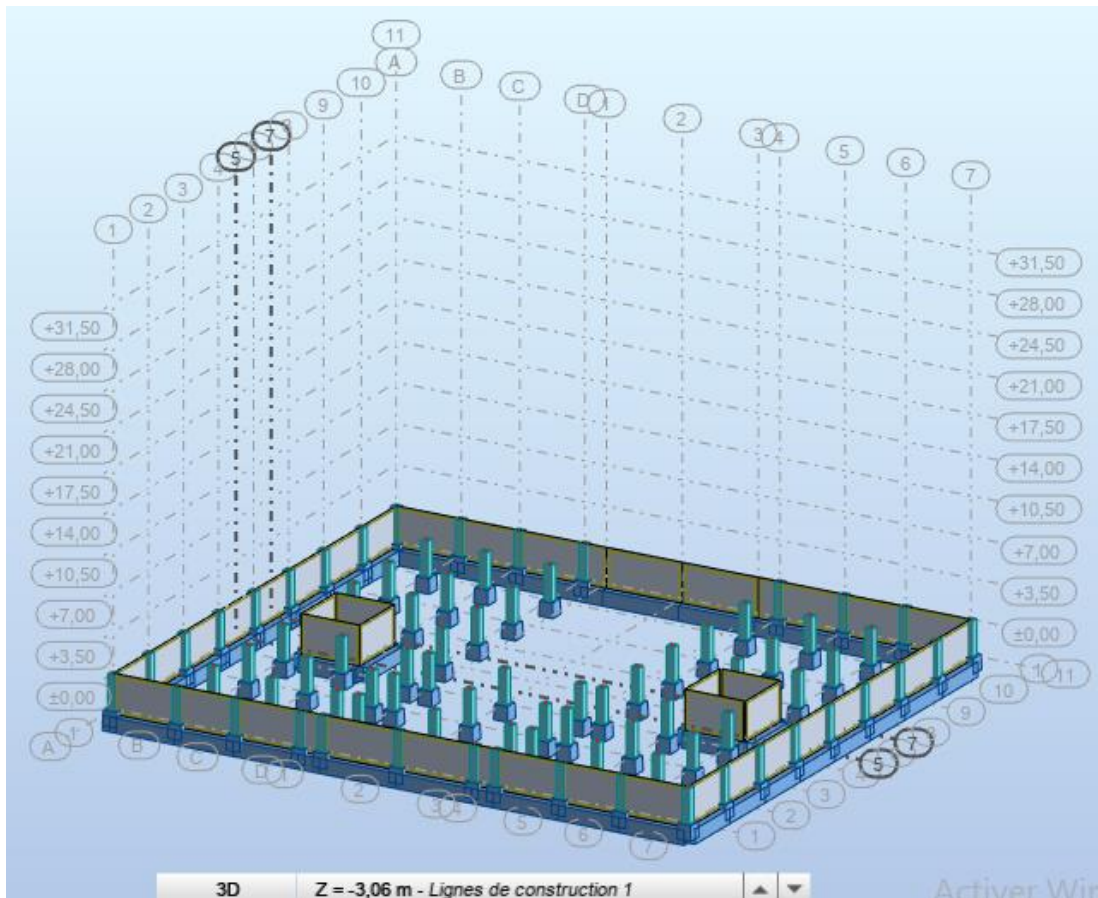


Figure 7.3: Modélisation 3D du voile périphérique.

- **Méthode de calcul :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de **1m**.

- $L_x = 3,06m$.
- $L_y = 6,6m$.

Avec :

$$h = h_a + e = 250 + 150 = 400 \text{ mm}$$

$$L_y = L - 2 \times \frac{H_a}{2} = 7 - 2 \times \frac{0,400}{2} = 6,6 \text{ m}$$

- **Evaluation des charges**

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de **1m** se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=18\text{kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

$$\varphi = 16^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{16}{2} \right) = 0,754$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h = 0,754 \times 18 \times 3,06 = 41,53 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$Q_{u1} = 1,35 \times 41,53 = 56,07 \text{ kN/ml.}$$

- **Ferraillage du voile périphérique :**

- **Détermination des efforts :**

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_{0x}$$

Calcul de μ_x et μ_y :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{6,6} = 0,46$$

D'après le tableau des barres :

$$\mu_x = 0,1022$$

$$\mu_y = 0,2500$$

- **Les moments pour une bande de largeur:**

Sens x-x :

$$M_{0x} = \mu_x P_u L_x^2$$

$$M_{OX} = M_{OX} = 0,1022 \times (56,07) \times 3,06^2 = 53,65 \text{ kN.m/ml}$$

Sens y-y :

$$M_{OY} = \mu_y M_{OX}$$

$$M_{OY} = 0,9092 \times 53,65 = 48,78 \text{ kN.m/ml}$$

- **Les moments en travées :**

Sens x-x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{OX} = 0,85 \times 53,65 = 45,60 \text{ kN.m/ml}$$

Sens y-y :

$$M_{ty} = 0,85 M_{OY} = 0,85 \times 48,78 = 41,46 \text{ kN.m/ml}$$

- **Les moments sur appuis :**

Sens x-x :

$$M_{ax} = 0,5 M_{OX} = 0,5 \times 53,65 = 26,83 \text{ kN.m/ml}$$

Sens y-y :

$$M_{ay} = 0,5 M_{OY} = 0,5 \times 48,78 = 24,39 \text{ kN.m/ml}$$

- **Calcul de Ferrailage en travées :**

Sens x-x :

$$M_{tx} = 45,60 \text{ kN.m/ml}$$

D'après l'organigramme :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,60 \times 10^6}{100 \times (18 \times 10)^2 \times 14,17} = 0,993$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

D'après le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_R = 0,391 < \mu = 0,993 \\ \alpha_R = 0,668 \end{array} \right. \quad (\text{armature tendues et comprimées})$$

$$M_R = \mu_R \cdot f_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_R = \mu_R \cdot f_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0,391 \times 14,17 \times 100 \times (18 \times 10)^2 = 17,95 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$A_s' = \frac{M_{tx} - M_R}{(d - C') \times \sigma_s'} = \frac{(45,60 - 17,95) \times 10^6}{(180 - 2 \times 10) \times \frac{400}{1,15}} = 496,84 \text{ mm}^2 = 4,97 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures :**

$$A_s' = 4,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T10 \quad A_s' = 6,28 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$C' = 0,1 \cdot h = 0,1 \times 20 = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha_R = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_R}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,391}) = 0,67$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha_R) = 180 \times (1 - 0,4 \times 0,67) = 131,76 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_R}{Z \cdot \sigma_s} + A_s' \cdot \frac{\sigma_s'}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{17,95 \times 10^6}{131,76 \times \frac{400}{1,15}} + 496,84 \times \frac{\frac{400}{1,15}}{\frac{400}{1,15}} = 888,51 \text{ mm}^2 = 8,89 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures :**

$$A_s = 3,38 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T12 \quad A_s = 9,05 \text{ cm}^2$$

- **Vérification espacement :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$esp = \frac{b}{n_{Barre}} = \frac{100}{8} = 12,5$$

Direction principale :

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 15 \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq 33 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Direction secondaire :

$$esp \leq \min \begin{cases} 4h \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq \min \begin{cases} 4 \times 15 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq \min \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad esp \leq 40 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Direction principale :

$$A_{s_{min}} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 20) = 1,92 \text{ cm}^2$$

Direction secondaire :

$$A_{s_{min}} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = (0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 20) = 1,6 \text{ cm}^2$$

Calcul de Ferrailage sur appuis :**Sens x-x :**

$$M_{ax} = 26.83 \text{ kN.m/m}$$

D'après l'organigramme :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.83 \times 10^6}{100 \times (18 \times 10)^2 \times 14,17} = 0,584$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

D'après le tableau :

$$\begin{cases} \mu_R = 0.391 < \mu = 0.584 \\ \alpha_R = 0.668 \end{cases}$$

$$M_R = \mu_R \cdot f_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_R = \mu_R \cdot f_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0,391 \times 14,17 \times 100 \times (18 \times 10)^2 = 17,95 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$A_s' = \frac{M_{tx} - M_R}{(d - C') \times \sigma_s'} = \frac{(26,83 - 17,95) \times 10^6}{(180 - 2 \times 10) \times \frac{400}{1,15}} = 159.56 \text{ mm}^2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- Le choix des armatures :

$$A_s' = 1.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_R}) \quad \alpha_R = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,391}) \quad \alpha = 0,67$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 180 \times (1 - 0,4 \times 0,67) = 131,76 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{17,95 \times 10^6}{131,76 \times \frac{400}{1,15}} + 159,56 \times \frac{\frac{400}{1,15}}{\frac{400}{1,15}} = 551,29 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5,51 \text{ cm}^2$$

- **Le choix des armatures :**

$$A_s = 5,51 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T10 \quad A_s = 6,28 \text{ cm}^2$$

- **Vérification espacement :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$esp = \frac{b}{n_{Barre}} = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

Direction principale :

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 15 \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq 33 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction secondaire :

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4h \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 15 \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad esp \leq 40 \text{ cm}$$

$$esp = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Direction principale :

$$A_{s_{min}} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 20) = 1,92 \text{ cm}^2$$

Direction secondaire :

$$A_{s_{min}} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = (0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 20) = 1,6 \text{ cm}^2$$

Par la même méthode de calcul, les résultats pour le sens y-y sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 7.2 : les résultats de ferrailage dans le sens y-y

Sens paramètres	Dans le sens y-y	
	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	26.83	11.4
μ	0.584	0.248
α	0.668	0.668
Z (mm)	131.76	131.76
A_s (cm ²)	5.51	2.49
Choix des armatures	8T10	8T8
A'_s (cm ²)	1.6	/
Choix	8T6	/

8.1 Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol. Le dimensionnement de la fondation dépend donc de plusieurs facteurs, notamment la nature de la superstructure, la nature du sol et les charges qu'elle doit supporter. La répartition des contraintes dans le sol dépend de la forme et de la taille de la fondation, ainsi que des caractéristiques du sol. Dans la plupart des cas, on suppose que cette répartition est linéaire, ce qui signifie que les contraintes sont uniformément réparties sur une certaine surface, ou suivent une distribution trapézoïdale ou triangulaire.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol, c'est-à-dire la capacité du sol à supporter les charges de la fondation sans s'affaisser ou se déformer de manière excessive. Pour déterminer cette capacité portante admissible, il est souvent nécessaire de réaliser des études géotechniques et des essais sur le sol, afin de caractériser ses propriétés mécaniques. En somme, le dimensionnement d'une fondation est un processus complexe qui nécessite une compréhension approfondie de la superstructure, du sol et des charges à supporter. Il est donc important de faire appel à des professionnels compétents pour réaliser ce travail, afin d'assurer la stabilité et la durabilité de la construction.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.

On peut les différencier par leur géométrie et leur fonctionnement. Chaque type de fondation est composé comme suit :

1. Fondations superficielles :

- Semelles continues sous mur. (Semelles filantes)
- Semelles isolées sous piliers.
- Plots et longrines.

2. Fondations profondes :

- Sur puits.
- Sur pieux.

➤ **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

➤ **Calcul des fondations :**

On suppose que l'effort normal provenant 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 :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Bloc R+3 :

8.2 Vérification de la semelle isolée :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

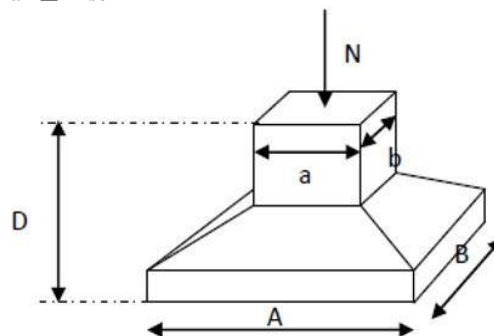


Figure 8.1 : : Semelle isolée

➤ **Etapes de calcul :**

Trois étapes importantes pour le calcul des semelles:

- Dimensionnement de la semelle : A, B, H
- Vérification de la condition de portance $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$
- Vérification du NON poinçonnement
- Ferrailage de la semelle.

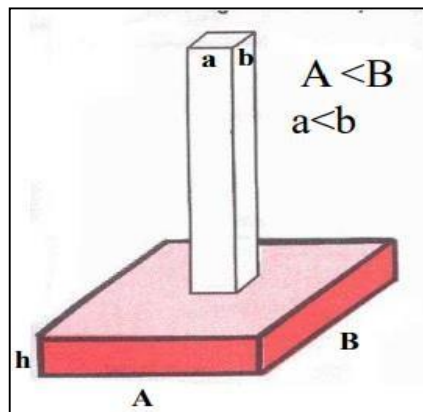


Figure 8.2 : dimensionnement de la semelle isolée

➤ **Calcul des dimensions A et B :**

- **Pour un poteau mixte :**

$$h = ha + e = 250 + 150 = 400 \text{ mm}$$

$$b = ba + e = 260 + 150 = 410 \text{ mm}$$

Donc :

$$a \times b = 410 \times 400 \text{ mm}$$

Et selon l'étude géotechnique préliminaire : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ kN/m}^2$.

- **Dimensionnement de la semelle**

- **Condition de portance :**

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{N_s}{\bar{\sigma}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0,40}{0,41} \times \frac{1080,64 \times 10^{-3}}{2,5 \times 10^{-1}}}$$

$$B \geq 2,05 \text{ m} \rightarrow B = 2,1 \text{ m}$$

$$A = \frac{a}{b} \cdot B$$

$$A = \frac{0,41}{0,40} \times 2,1 \rightarrow A = 2,2 \text{ m}$$

- **Condition de rigidité :**

$$d = \max \left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right] = \max \left[\frac{220-41}{4}; \frac{210-40}{4} \right] = \max[44,75; 42,5]$$

$$d = 44,75 \text{ cm}$$

On prend

La hauteur utile : $d = 45 \text{ cm}$

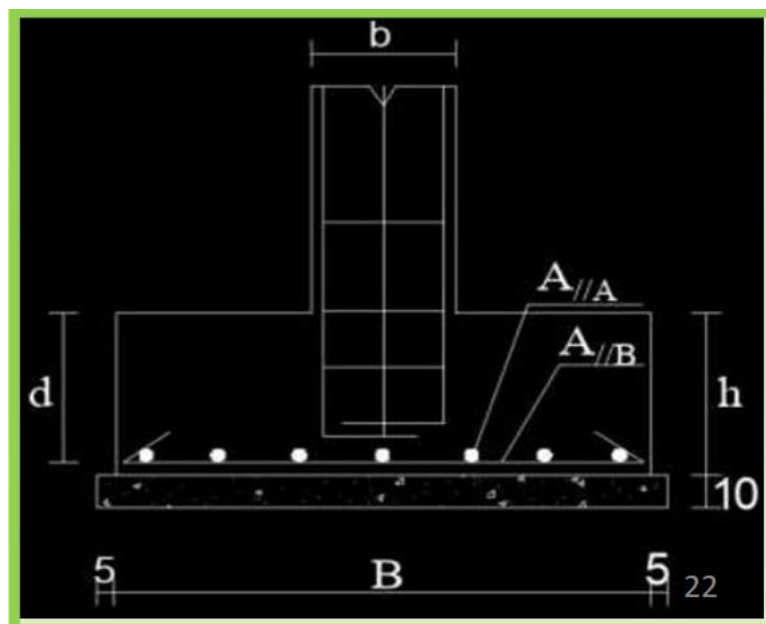


Figure 8.3 : Hauteur utile et hauteur total

- **La hauteur totale de la semelle :**

$$h_t = d + 5 \text{ cm} = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier la condition de portance en tenant compte du poids propre de la semelle

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P \cdot p \text{ semelle}}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

- Soit Pp le poids propre approximatif de la semelle :

$$P \cdot p \text{ semelle} = B \cdot A \cdot h_t \cdot \rho = 2,1 \times 2,2 \times 0,50 \times 25 = 57,75 \text{ kN}$$

- N_{ser} La charge verticale de la semelle à l'ELS

$$N_{ser} = 1080,64 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{(1080,64 + 57,75) \times 10^{-3}}{2,2 \times 2,1} = 0,246 \text{ Mpa}$$

$$\text{Alors : } \sigma_{sol} = 0,246 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du non poinçonnement :**

$$N_u' \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_u' : Charge poinçonnant

$$N_u' = N_u \left[1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{A \cdot B} \right]$$

N_u : L'effort normal à l'ELU

$$N_u' = 1516,37 \times 10^{-3} \times \left[1 - \frac{(0,41 + 2 \times 0,50) \times (0,40 + 2 \times 0,50)}{2,2 \times 2,1} \right]$$

$$N_u' = 0,868 \text{ MPa}$$

$$uc = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,41 + 0,4 + 2 \times 0,5) = 3,62 \text{ m}$$

$$h' = h = 0,50 \text{ m}$$

$$N_u' \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$0,045 \cdot u_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 3,62 \times 0,5 \times \frac{25}{1,5} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$N_u' = 0,868 \text{ MPa} < 0,045 \cdot u_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,36 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La hauteur de la semelle est supposée constante

- **Les dimensions choisies :**

$$B = 2,1 \text{ m}$$

$$A = 2,2 \text{ m}$$

$$d = 0,45 \text{ m}$$

$$h_t = 0,5 \text{ m}$$

- **Ferraillage de la semelle :**

Calcul des armatures par la méthode des billes :

- Armature parallèle au cote B :

$$A_s // b : \frac{N_u(B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s//b : \left[\frac{1516,37 \times 10^{-3} \times (2,1 - 0,40)}{8 \times 0,45 \times \frac{400}{1,15}} \right] \times 10^4$$

$$A_s//b : 20,59 \text{ cm}^2$$

On prend un 8T20

$$A_{sb} = 25,13 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement moyen de ...}$$

- Armatures parallèles au cote A :

$$A_s//a : \frac{N_u (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s//a : \left[\frac{1516,37 \times 10^{-3} \times (2,2 - 0,41)}{8 \times 0,45 \times \frac{400}{1,15}} \right] \times 10^4$$

$$A_s//a : 21,68 \text{ cm}^2$$

On prend un 8T20

de section $A_{sa} = 25,13$ Avec un espacement moyen de ...

- **L'ancrage l_s = des barres :**

L'ancrage l_s des barres veut :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 28 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\frac{l_s}{\phi} = \frac{l_s}{\phi} \phi$$

$$\frac{l_s}{\phi} = 38,6 \phi$$

- **Débords**

$$h_p \geq \text{Max}\{15 \text{ cm} ; 12\phi + 6 \text{ cm}\}$$

Soit $h_p = 25 \text{ cm}$

$$h_p \geq \text{Max}\{15 \text{ cm} ; 12 \times 2 + 6 \text{ cm}\}$$

$$h_p \geq \text{Max}\{15 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \quad h_p \geq 30 \text{ cm}$$

Soit $h_p = 35 \text{ cm}$

Bloc R+8 :**8.3 Etude du radier général :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

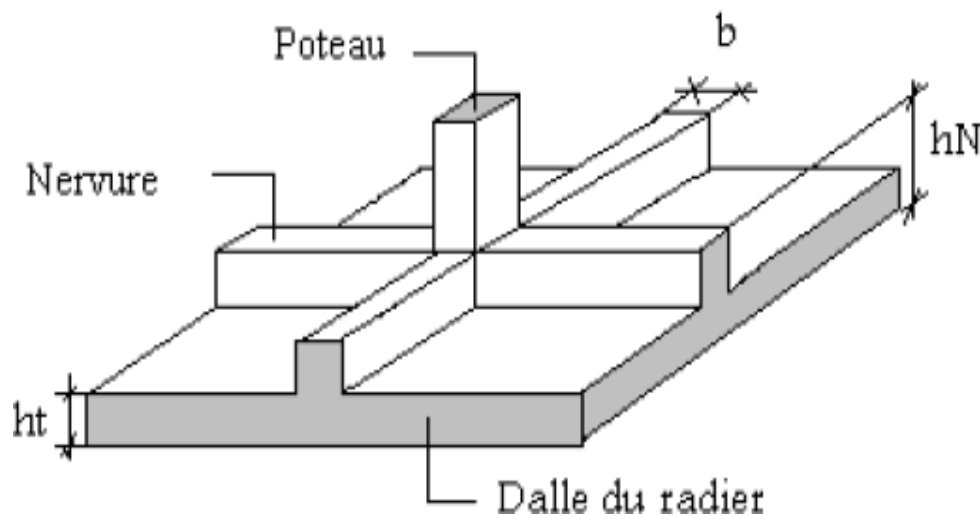


Figure 8.4: Radier nervuré.

- **Calcul de la surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de

superstructure. Pour : $N_{\text{ser}} = 2791.22 \text{ kN}$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{2791,22}{30} = 93,04 \text{ m}^2$$

- **Pré dimensionnement de radier :**

o **Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur max entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6\text{m}$$

$$h_d \geq \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

→ on prend : $h_d = 35\text{cm}$.

- **La nervure :**

o **Hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{N1} < \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{600}{15} < h_{N1} < \frac{600}{10} \quad \rightarrow \quad 40 \text{ cm} < h_{N1} < 60 \text{ cm}$$

On prend $h_{N1} = 50 \text{ cm}$

o **Largeur de la nervure :**

La largeur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$b \geq \frac{600}{10} \quad \rightarrow \quad b \geq 60 \text{ cm}$$

On prend $b = 70 \text{ cm}$

o **Condition de la raideur (rigidité) :**

Pour étudier la raideur de la semelle filante, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2L_{Max}}{\pi}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent ($E=20\ 000\ \text{MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq \mathbf{K} \leq 12\text{kg/cm}^3$).

- **K** = $0,5\ \text{kg/cm}^3$: pour un très mauvais sol.
- **K** = $4\ \text{kg/cm}^3$: pour un sol de densité moyenne.
- **K** = 12kg/cm^3 : pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne donc on prend : **K** = $4\ \text{kg/cm}^3$

On suppose 4 hauteur de nervure :

Tableau 8.1 : les hauteurs de la nervure

hauteur	0,6	0,9	1	1,2
$I(m^4)$	0,27	0,53	0,64	0,94
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$	1,52	1,8	1,89	2
$\frac{\pi}{2} \cdot L_e + a$	3,09	3,53	3,67	3,84
$L_{Max}(m)$	6	6	6	6

o **Caractéristiques géométriques du radier :**

- **Moments d'inertie :**

$$I = I_{Nervure} + I_{Radier}$$

$$I_{Nervure} = \frac{b \cdot h^3}{12} + A \cdot d^2$$

$$I_{Nervure} = \frac{0,7 \times 0,6^3}{12} + (0,7 \times 0,6) \times \left(\frac{0,6}{2} + 0,35\right)^2$$

$$I_{Nervure} = 0,19\ m^4$$

$$I_{Radier} = \frac{b \cdot h^3}{12} + A \cdot d^2$$

$$I_{Radier} = \frac{5,8 \times 0,35^3}{12} + (5,8 \times 0,35) \times \left(\frac{0,35}{2}\right)^2$$

$$I_{Radier} = 0,08\ m^4$$

$$I = I_{Nervure} + I_{Radier} = 0,19 + 0,08 = 0,27\ m^4$$

Donc :

Pour $h=1,2$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2,1 \times 10^5 \times 0,27}{4 \times 10^4}} = 1,52$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot L_e + a = \frac{\pi}{2} \times 1,52 + 0,70 = 3,09$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq \frac{2L_{Max}}{\pi} \rightarrow \sqrt[4]{\frac{4 \times 2,1 \times 10^5 \times 0,94}{4 \times 10^4}} \geq \frac{2 \times 6}{\pi}$$

$$L_{Max} > \frac{\pi}{2} \cdot L_e + a \rightarrow 6 \geq \frac{\pi}{2} \times 2 + 0,7 \rightarrow 6 \geq 3,84$$

Donc on prend :

$$h_{Nervure} = 1,2 \text{ m}$$

$$b_{Nervure} = 0,7 \text{ m}$$

- **Vérifications :**

o **Vis-à-vis la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$$

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique. Tel que :

$$M_r = \sum M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure. Et :

$$M_s = N \times (X, Y)_G$$

Avec :

N : Poids de la structure (y compris le radier).

$(X,Y)_G$: Position du centre de gravité.

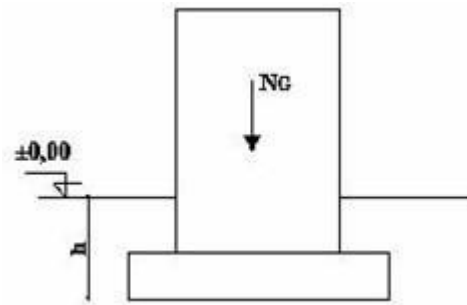


Figure 8.5 : Schéma statique du bâtiment.

Sens X-X :

$$e_x = \frac{16731,25 + 3268,56 \times 3,06}{24257,71} < \frac{17,4}{4}$$

$$e_x = 1,10 < 4,35$$

Condition vérifiée

Sens Y-Y :

$$e_y = \frac{16381,42 + 3276,46 \times 3,06}{24257,71} < \frac{45,2}{4}$$

$$e_y = 1,09 < 11,3$$

Condition vérifiée

→ Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

- **Les Contraintes Sous le Radier :**

o **Sollicitation du premier genre**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

○ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 > 0$$

Tel que :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V$$

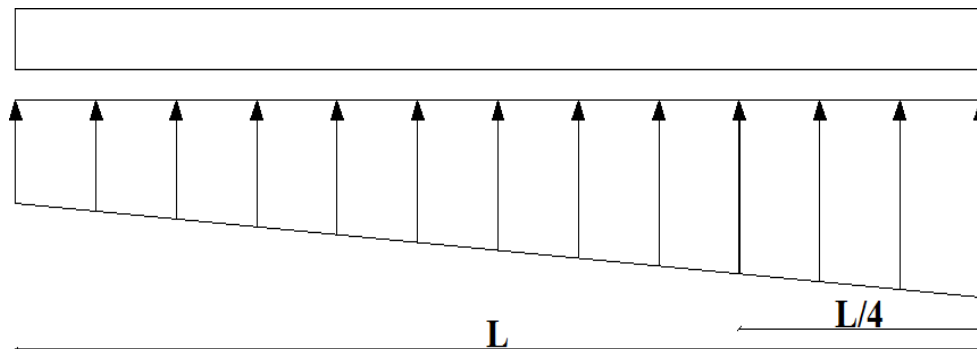


Figure 8.6: Contraintes sous le radier

Le poids de la structure y compris le radier :

$$N = N_G + N_R + N_T$$

Le poids de la structure :

$$N_G = A \times B \times h_d \times f_{c28}$$

$$N_G = 17,4 \times 45,2 \times 0,35 \times 25$$

$$N_G = 6881,7 \text{ kN}$$

Le poids de radier nervuré :

$$N_R = [4 \times L \times b_{Nervure} \times h_{Nervure} + 9 \times l \times b_{Nervure} \times h_{Nervure}] \times f_{c28}$$

$$N_R = [4 \times 45,2 \times 0,7 \times 1,2 + 9 \times 17,4 \times 0,7 \times 1,2] \times 25$$

$$N_R = 7085,4 \text{ kN}$$

Le poids des terres :

$$N_T = [(S_{Rad} \times h_{Nervure}) - (4 \times L \times b_{Nervure} \times h_{Nervure} + 9 \times l \times b_{Nervure} \times h_{Nervure})] \cdot \gamma_{Terre}$$

$$N_T = [(17,4 \times 45,2 \times 1,2) - (4 \times 45,2 \times 0,7 \times 1,2 + 9 \times 17,4 \times 0,7 \times 1,2)] \times 22$$

$$N_T = 10290,61 \text{ kN}$$

$$N = N_G + N_R + N_T$$

$$N = 6881,7 + 7085,4 + 10290,61$$

$$N = 24257,71 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$M_{Rx} = 16731,25 \text{ kN.m}$$

Sens y-y:

$$M_{Ry} = 16381,42 \text{ kN.m}$$

➤ **ELU :**- **Sens x-x :**

$N_{ux} = N_u$ (structure) +1,35 × poids propre de radier nervuré.

$$N_{ux} = 3268,56 \text{ kN}$$

- **Sens y-y :**

$N_{uy} = N_u$ (structure) +1,35 × poids propre de radier nervuré

$$N_{uy} = 3276,46 \text{ kN}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 8.2: Contrainte sous le raider à l'ELU.

	σ_1 (kN/m²)	σ_2 (kN/m²)
Sens x-x	438.96	377.27
Sens y-y	2741.60	2679.92
Vérification	$\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol} = 270$	$\sigma_2 > 0$
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion Générale

Dans ce projet, nous avons abordé différentes étapes de l'étude d'une structure en utilisant les connaissances acquises lors de votre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Voici les points importants tirés de cette étude :

Connaissance des matériaux : Une bonne connaissance des matériaux utilisés est cruciale pour un ingénieur en génie civil. Comprendre les propriétés et les comportements des matériaux permet de prendre des décisions éclairées lors de la conception et du calcul des structures.

Pré-dimensionnement : Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire qui consiste à choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un pré-dimensionnement bien fait facilitera l'étude dynamique de la structure ultérieurement.

Étude sismique : Le séisme est l'un des effets les plus dangereux à prendre en compte lors de la conception des structures. Une bonne modélisation des structures nécessite une maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul, tels que **Autodesk Robot Structural Analysis 2020**

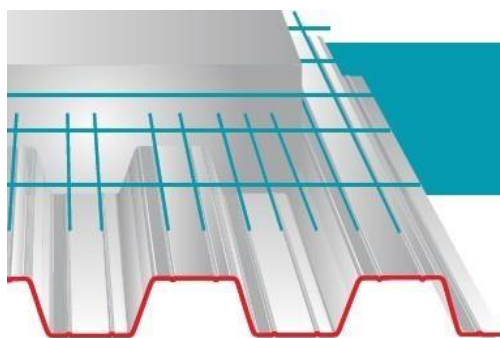
Conception et calcul des assemblages : En construction métallique, la conception et le calcul des assemblages sont aussi importants que le dimensionnement des éléments pour garantir la sécurité finale de la structure. Les logiciels **Autodesk Robot Structural Analysis 2020** et **IDEA STATICA** sont utilisés pour le calcul des assemblages.

Choix des fondations : Le type de fondation choisi dépend de la nature du sol et des charges prévues sur la structure. Dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire pour stabiliser la structure.

Utilisation des logiciels de calcul : L'utilisation de logiciels et de programmes de calcul tels que **ROBOT, EXCEL, ...** Permet de réduire les erreurs de calcul manuel et le temps nécessaire pour réaliser l'étude.

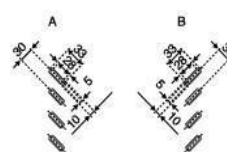
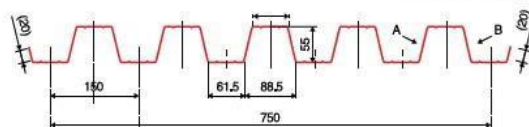
Ce projet a donc permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises et d'utiliser les outils informatiques pour réaliser une étude complète d'une structure dans le domaine du génie civil.

Annexe 1



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

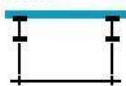
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Module de résistance I.V ₁	I.V ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

Acier



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étai		Étais		Sans Étai		Étais		Sans Étai		Étais		Sans Étai		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élançement du plancher est supérieur à 36.

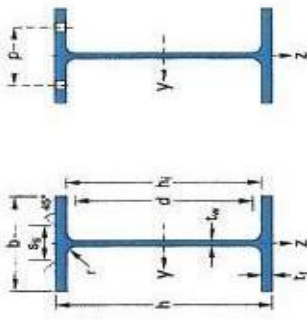
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Annexe 2

IPE, IPE-A, IPE-O POUTRELLES I EUROPÉENNES



Normes de référence :

Dimensions : IPE 80 - 600 NFA 45-205
 IPE 750 hors normalisation NF
 IPE-A 80 - 600 hors normalisation NF
 IPE-O 180 - 600 hors normalisation NF

Tolérances : NF EN 10034

Désignation	Masse kg/m	Dimensions					Dimensions de construction a)					Surface à peindre		Valeurs statiques										Classification EN 1993-1-1						
		M	h	b	t _w	t _f	r	A	Aire	h _i	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _L	A _M	I _y	W _{ply}	I _y	A _{Vz}	I _z	W _{eIz}	W _{plz}	I _z	s _s	t	I _w × 10 ⁻³	Flèche (max/pt)	Compression just	
IPE 80	5,00	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	-	0,325	64,90	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,6	0,42	0,09	1,1	1	1
IPE 80	6,00	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	-	0,328	54,64	80,14	20,03	23,22	3,24	3,59	8,48	3,69	5,82	1,05	21,1	0,70	0,12	1,1	1	1
IPE A 100	6,89	98	55	3,6	4,7	7	8,78	89,6	74,6	-	-	-	-	0,387	57,57	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28	1,1	1	1
IPE 100	8,10	100	55	4,1	5,7	7	10,32	89,6	74,6	-	-	-	-	0,400	49,33	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	1,1	1	1
IPE A 120	8,66	117,6	64	3,9	5,1	7	11,03	107,4	93,4	-	-	-	-	0,472	54,47	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71	1,1	1	1
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,21	107,4	93,4	-	-	-	-	0,475	45,82	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	1,1	1	1
IPE A 140	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,99	126,2	112,2	-	-	-	-	0,547	52,05	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58	1,1	1	2
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,43	126,2	112,2	-	-	-	-	0,551	42,70	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98	1,1	1	1
IPE A 160	12,7	157	82	4,0	5,9	9	16,18	145,2	127,2	-	-	-	-	0,619	48,70	689,3	87,61	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09	1,1	1	3
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	20,09	145,2	127,2	-	-	-	-	0,623	36,47	869,3	108,7	123,9	6,58	9,65	69,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96	1,1	1	1
IPE A 180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,58	164,0	146,0	M10	48	48	-	0,694	45,15	1,963	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93	1,1	1	2
IPE 180	18,6	180	91	5,3	8,0	9	23,95	164,0	146,0	M10	48	48	-	0,698	37,13	1,317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43	1,1	1	2
IPE O 180	21,3	182	92	6,0	9,0	9	27,10	164,0	146,0	M10	50	50	-	0,705	33,12	1,505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74	1,1	1	1
IPE A 200	18,4	197	100	4,5	7,0	12	23,47	183,0	159,0	M10	54	58	-	0,784	41,49	1,991	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53	1,1	1	2
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,48	183,0	159,0	M10	54	58	-	0,788	34,36	1,943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99	1,1	1	2
IPE O 200	25,1	202	102	6,2	9,5	12	31,96	183,0	159,0	M10	56	60	-	0,779	31,05	2,211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57	1,1	1	1
IPE A 220	22,2	217	110	5,0	7,7	12	26,26	201,6	177,6	M12	60	62	-	0,843	36,02	2,317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	1,1	1	2
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,37	201,6	177,6	M12	60	62	-	0,848	32,36	2,772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	1,1	1	2
IPE O 220	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,39	201,6	177,6	M10	58	66	-	0,856	29,24	3,134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79	1,1	1	2
IPE A 240	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,31	220,4	190,4	M12	64	68	-	0,918	35,10	3,290	277,7	311,6	9,84	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,95	31,26	1,1	1	2
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	38,12	220,4	190,4	M12	66	68	-	0,922	30,02	3,992	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	1,1	1	2
IPE O 240	34,3	242	122	7,0	10,8	15	43,71	220,4	190,4	M12	66	70	-	0,932	27,17	4,369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68	1,1	1	2
IPE A 270	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,15	249,6	219,6	M16	70	72	-	1,037	33,75	4,917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	58,51	1,1	1	3
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,95	249,6	219,6	M16	72	72	-	1,041	26,86	5,790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	1,1	1	2
IPE O 270	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,84	249,6	219,6	M16	72	72	-	1,051	24,88	6,947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64	1,1	1	2
IPE A 300	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,53	278,6	248,6	M16	72	86	-	1,156	31,65	7,173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2	1,2	1	3
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,81	278,6	248,6	M16	72	86	-	1,160	27,46	8,356	557,1	628,4	12,46	25,08	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9	1,1	1	2
IPE O 300	49,3	304	152	8,0	12,7	15	62,83	278,6	248,6	M16	74	88	-	1,174	23,81	9,994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7	1,1	1	3
IPE A 330	43,0	327	160	6,5	10,0	18	54,74	307,0	271,0	M16	78	96	-	1,250	29,09	10,220	625,7	701,9	13,67	28,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5	1,1	1	3
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,61	307,0	271,0	M16	78	96	-	1,254	25,52	11,770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	169,1	1,1	1	2
IPE O 330	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,62	307,0	271,0	M16	80	98	-	1,268	22,24	13,910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	165,0	3,64	56,59	42,15	245,7	1,1	1	3

Annexe 3

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

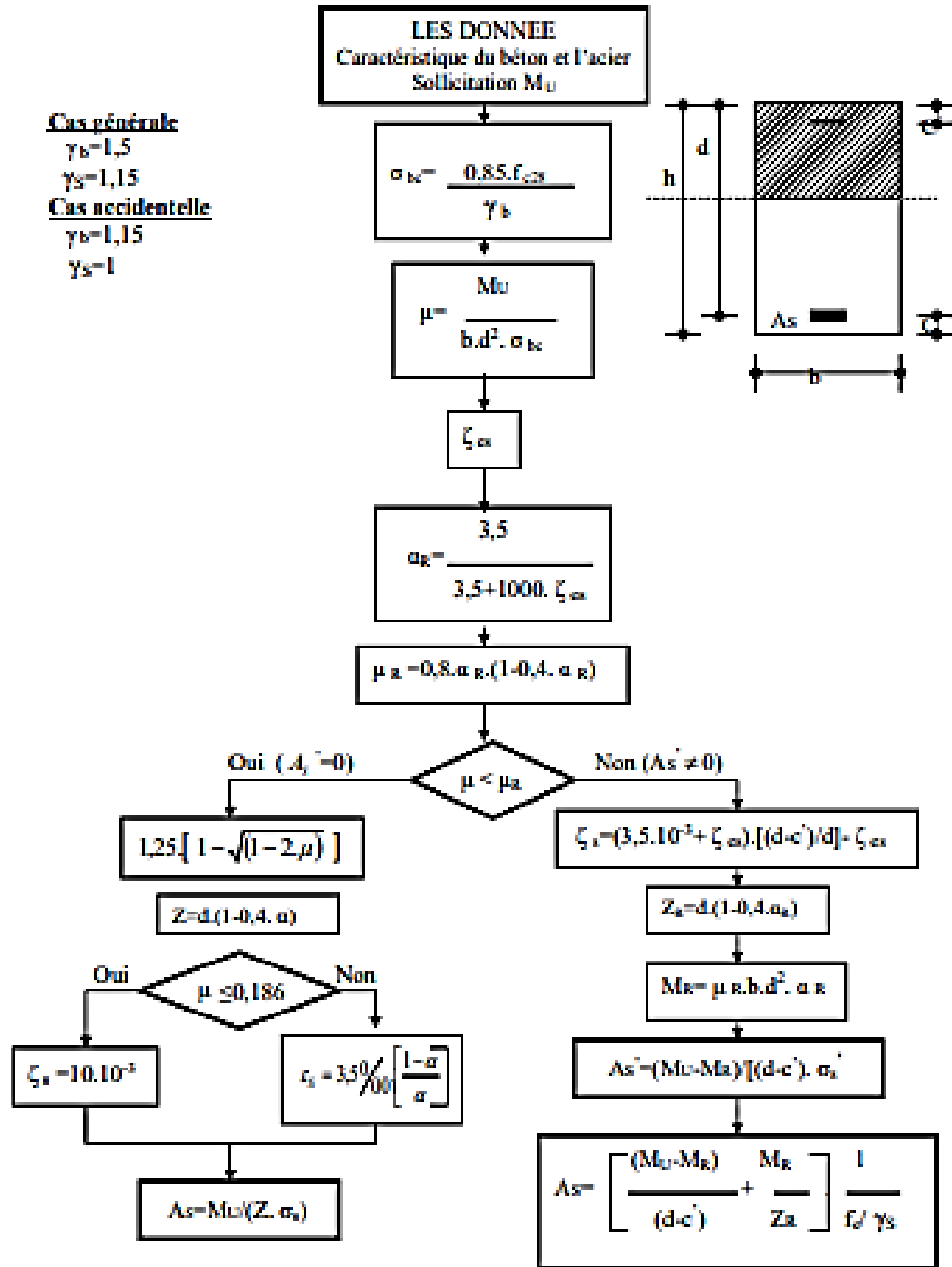
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



Annexe 4

	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
I_x/I_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 5

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 6



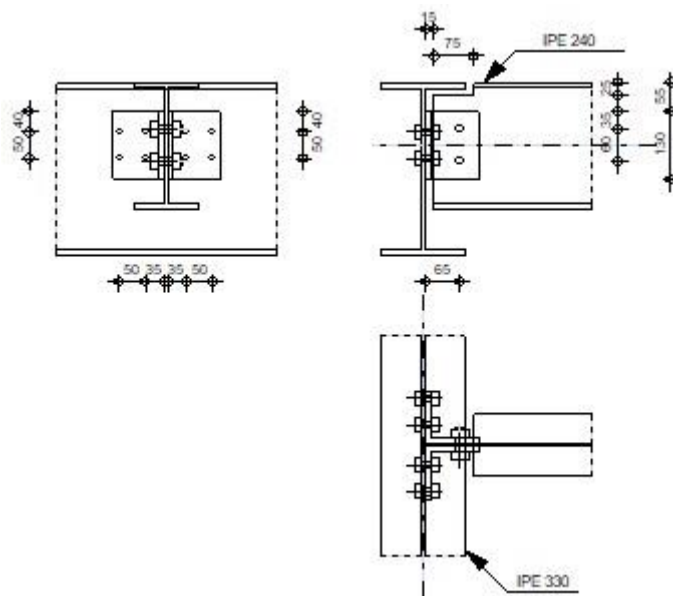
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,45



GENERAL

Assemblage N°: 12
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 2252
Barres de la structure: 2899, 2933

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 330
Barre N°: 2899
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 330$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 160$ [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
 $t_{fg} = 12$ [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
 $A_p = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: S 275
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 240
Barre N°: 2933

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	75	[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:	S 275		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	430,00	[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 =	5.8	Classe du boulon
$d =$	14	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	15	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500,00	[MPa] Résistance à la traction
$k =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	40	[mm] Niveau du premier boulon
$p_2 =$	50	[mm] Ecartement
$p_1 =$	50	[mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16	[mm] Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm] Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[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

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du 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: 25: $G+Q-1.5E_y$ $2*1.35+3*1.50+6*-1.50$

$N_{b,Ed} = 0,00$ [kN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 27,88$ [kN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = -0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 36,9$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 5] boulon $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 41,4$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_s/\gamma_{M2}$
0]

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

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 77,76$ [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 $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ 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

$F_{b,Rd1z} = 77,76$ [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

$\alpha_{bx} = 0,33$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,33 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 40,13$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,10$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $1,10 > 0,00$ 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

$F_{b,Rd2z} = 45,62$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 63$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 = 0,8$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 3,4$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 4,4$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 4,4$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 7,8$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 9,0$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 40,13$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 45,62$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 4,40 < 36,95$	vérifié	(0, 11)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 7,88 < 36,95$	vérifié	(0, 17)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$9,03 < 36,95$	vérifié	(0, 24)

Traction des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed} = 4,7$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$4,79 < 41,40$	vérifié	(0, 12)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{V,Ed} = 9,03$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,33 < 1,00$	vérifié	(0, 33)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{V,Rd} = 77,2$ [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	
$F_{b,Rd1x} = 78,99$ [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	
$F_{b,Rd1z} = 73,46$ [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	
$F_{b,Rd2x} = 178,37$ [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 $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	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	
$F_{b,Rd2z} = 178,37$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 = 1,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 13,94$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 31,95$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z		$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 31,95$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 13,94$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 34,86$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 78,99$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 73,46$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 31,95 < 78,99$	vérifié	(0, 40)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 13,94 < 73,46$	vérifié	(0, 19)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$34,86 < 77,21$	vérifié	(0, 45)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,20$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,20$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 227,04$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 227,04$	vérifié	(0, 00)

POUTRE

$A_{nt} = 2,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,08$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 170,30$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0,00 < 170,30$	vérifié	(0, 00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 6,80$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{\text{effRd}} = 152,6$	$[\text{kN}]$	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 * V_{b,Ed} \leq V_{\text{effRd}}$	$ 13,94 < 152,68$	vérifié	$(0,09)$

POUTRE

$A_{nt} = 2,54$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 6,08$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{\text{effRd}} = 140,1$	$[\text{kN}]$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{\text{effRd}} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{\text{effRd}}$	$ 27,88 < 140,19$	vérifié	$(0,20)$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 4,70$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,80$		
$W_{net} = 27,22$	$[\text{cm}^3]$	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 7,48$	$[\text{kN} * \text{m}]$	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,96 < 7,48$	vérifié	$(0,13)$
$A_v = 13,00$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} = 9,40$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 206,40$	$[\text{kN}]$	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 13,94 < 206,40$	vérifié	$(0,07)$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,67$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 4,43$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,60 < 0,80$		
$W_{net} = 44,91$	$[\text{cm}^3]$	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 12,35$	$[\text{kN} * \text{m}]$	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 1,92 < 12,35$	vérifié	$(0,16)$
$A_v = 13,33$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 11,10$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 211,64$	$[\text{kN}]$	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 27,88 < 211,64$	vérifié	$(0,13)$

REMARQUES

Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur la poutre principale trop faible $15 [\text{mm}] < 18 [\text{mm}]$

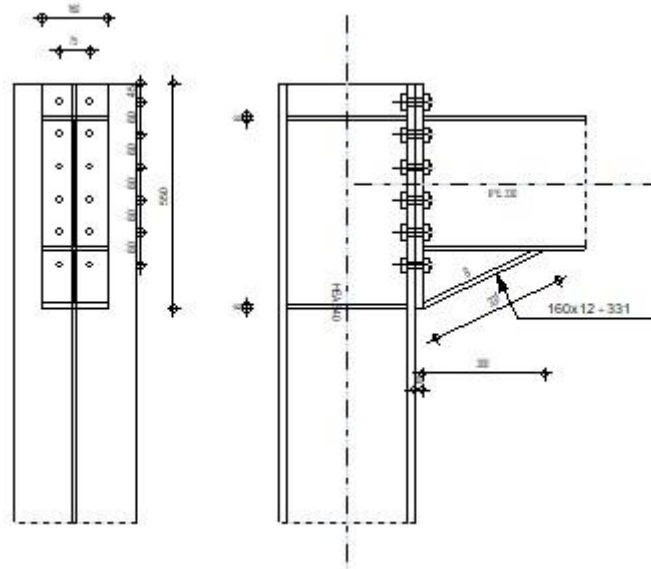
Annexe 7



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio
0,61**GENERAL**

Assemblage N°: 14
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 382
 Barres de la structure: 356, 378

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 356
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330

POUTRE

Profilé:			IPÉ 330
Barre N°:			378
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	330	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	160	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tb} =$	12	[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
$A_b =$	62,61	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	11766,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	110,59	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	45	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	75	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	80;80;80;80;80	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	550	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur

$h_{sd} = 297$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

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]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 22: $G+Q+1.5Ex$ $2*1.35+(3+5)*1.50$

$M_{b1,Ed} = 142,15$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 110,58$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -27,11$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{b2,Ed} = 175,25$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche
 $V_{b2,Ed} = 140,34$ [kN] Effort tranchant dans la poutre gauche
 $N_{b2,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial dans la poutre gauche
 $M_{c1,Ed} = -2,41$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -16,87$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -2814,26$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur
 $M_{c2,Ed} = 39,96$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur
 $V_{c2,Ed} = 20,79$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur
 $N_{c2,Ed} = -2490,19$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 1721,78$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 42,01$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 667,04$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,17 < 1,00$ **vérifié** (0,17)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804,33$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 221,19$ [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

$W_{pl} = 1275,08$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 350,65$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 350,65$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 458$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 766,23$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 25,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 201$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 30,81$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 1,00$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 168,02$	[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)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} = 889,82$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 271$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,05$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,77$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} = 685,83$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$			
$F_{c,wb,Rd,low} = 685,83$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 142,15$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 175,25$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -16,87$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 20,79$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 458$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = -53,39$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 44,95$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 44,95$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 382$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 5,62$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 677,58$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,08 < 1,00$	vérifié (0,08)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 296$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 44,95$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 1,00$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 211,91$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,93$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,48$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1177,04$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} = 243$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,95$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,83$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,76$	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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1054,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1054,38 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 294$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 44,95$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 1,00$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 211,91$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 0,93$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,48$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1172,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,95$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,83$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,76$	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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1052,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1052,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

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	11	-	113	-	82	70	42	42	42	0	0	0	0
2	11	-	113	-	80	70	89	70	89	115	37	37	37
3	11	-	113	-	80	70	185	70	185	160	80	80	80
4	11	-	113	-	80	70	185	70	185	160	80	80	80
5	11	-	113	-	80	70	185	70	185	160	80	80	80
6	11	-	113	-	80	70	89	70	89	115	37	37	37

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

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	27	25	43	45	82	153	80	80	80	-	-	-	-
2	27	-	43	-	80	169	188	169	188	165	148	148	148
3	27	-	43	-	80	169	161	161	161	160	80	80	80
4	27	-	43	-	80	169	161	161	161	160	80	80	80
5	27	-	43	-	80	169	161	161	161	160	80	80	80
6	27	-	43	-	80	169	161	161	161	165	120	120	120

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

- m – Distance du boulon de l'âme
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1371,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 110,59 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 288,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	108,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 184,93$	184,93	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 108,11$	108,11	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 201,68$	201,68	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 3586,92$	3586,92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1054,38$	1054,38	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 766,23$	766,23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 685,83$	685,83	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	180,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 221,18$	221,18	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 180,47$	180,47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 349,40$	349,40	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 3586,92 - 108,11$	3478,82	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1054,38 - 108,11$	946,28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 766,23 - 108,11$	658,12	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 685,83 - 108,11$	577,72	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	112,76	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 221,18$	221,18	Aile du poteau - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(3)} = 180,47$	180,47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 332,00$	332,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 3586,92 - 288,58$	3298,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1054,38 - 288,58$	765,81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 766,23 - 288,58$	477,65	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 685,83 - 288,58$	397,25	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 419,73 - 180,47$	239,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 293,23 - 180,47$	112,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 419,73 - 180,47$	239,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 293,23 - 180,47$	112,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 442,37 - 180,47$	261,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 469,60 - 180,47$	289,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 442,37 - 180,47$	261,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 469,60 - 180,47$	289,13	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	170,90	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 221,18$	221,18	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 180,47$	180,47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 332,00$	332,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ii,Rd} = 3586,92 - 401,34$	3185,59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1054,38 - 401,34$	653,05	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 766,23 - 401,34$	364,89	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 685,83 - 401,34$	284,49	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 442,37 - 112,76$	329,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 390,01 - 112,76$	277,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 661,98 - 293,23$	368,75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 464,13 - 293,23$	170,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 661,98 - 293,23$	368,75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 464,13 - 293,23$	170,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 390,82 - 112,76$	278,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 330,00 - 112,76$	217,24	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 647,60 - 293,23$	354,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 634,60 - 293,23$	341,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 647,60 - 293,23$	354,37	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 634,60 - 293,23$	341,37	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	113,59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 221,18$	221,18	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 180,47$	180,47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 332,00$	332,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ii,Rd} = 3586,92 - 572,24$	3014,68	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1054,38 - 572,24$	482,14	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 766,23 - 572,24$	193,99	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 685,83 - 572,24$	113,59	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 442,37 - 170,90$	271,46	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 390,01 - 170,90$	219,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 663,55 - 283,66$	379,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 542,76 - 283,66$	259,10	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 884,74 - 464,13$	420,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 601,26 - 464,13$	137,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 884,74 - 464,13$	420,60	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 601,26 - 464,13$	137,13	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 390,82 - 170,90$	219,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 330,00 - 170,90$	159,10	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 586,23 - 283,66$	302,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 495,00 - 283,66$	211,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 843,01 - 464,13$	378,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 799,60 - 464,13$	335,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 843,01 - 464,13$	378,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 799,60 - 464,13$	335,46	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 221,18$	221,18	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 180,47$	180,47	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 221,18$	221,18	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 332,00$	332,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 577,75$	577,75	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 3586,92 - 685,83$	2901,10	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1054,38 - 685,83$	368,55	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 766,23 - 685,83$	80,40	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 685,83 - 685,83$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 419,73 - 113,59$	306,14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 293,23 - 113,59$	179,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 661,98 - 284,49$	377,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 464,13 - 284,49$	179,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 884,74 - 397,25$	487,48	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 601,26 - 397,25$	204,01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1081,70 - 577,72$	503,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 653,06 - 577,72$	75,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 427,53 - 113,59$	313,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 413,50 - 113,59$	299,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 622,94 - 284,49$	338,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 578,50 - 284,49$	294,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 818,35 - 397,25$	421,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 743,50 - 397,25$	346,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1075,12 - 577,72$	497,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1048,10 - 577,72$	470,38	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	498	108,11	184,93	108,11	201,68	-	221,18	577,75
2	418	180,47	221,18	180,47	221,18	349,40	221,18	577,75
3	338	112,76	221,18	180,47	221,18	332,00	221,18	577,75
4	258	170,90	221,18	180,47	221,18	332,00	221,18	577,75
5	178	113,59	221,18	180,47	221,18	332,00	221,18	577,75
6	98	-	221,18	180,47	221,18	332,00	221,18	577,75

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 231,96 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,61 < 1,00$ vérié (0,61)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,96$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 94,19$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 110,59$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 255,42$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 191,56$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	221,18	-4,52	108,11	66,25	61,73	150,82
2	221,18	-4,52	180,47	110,59	106,08	123,85
3	221,18	-4,52	112,76	69,10	64,58	149,09
4	221,18	-4,52	170,90	104,73	100,21	127,41
5	221,18	-4,52	113,59	69,61	65,09	148,78
6	221,18	-4,52	0,00	0,00	-4,52	188,37

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 888,32$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,12 < 1,00$ vérié (0,12)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 108,30$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 60,57$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 47,73$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 28686,62$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -82,99$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -82,99$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 23,17$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $165,99 < 404,71$ vérié (0,41)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $170,77 < 404,71$ vérié (0,42)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $82,99 < 309,60$ vérié (0,27)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]
 $h_{head} = 13$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $h_{nut} = 18$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $L_b = 60$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]
 $k_{10} = 5$ [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	12,47	372,35
1	498	0	0	38	0	0,00	0,00
2	418	1	107	54	1	2,90	121,24

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
3	338	2	204	29	1	3,88	131,35
4	258	2	204	29	1	2,96	76,58
5	178	2	204	29	1	2,05	36,50
6	98	1	107	44	1	0,68	6,68

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,19 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 299 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 30 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 68717,36 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 68717,36 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 32947,32 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2059,21 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,61

Annexe 8



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

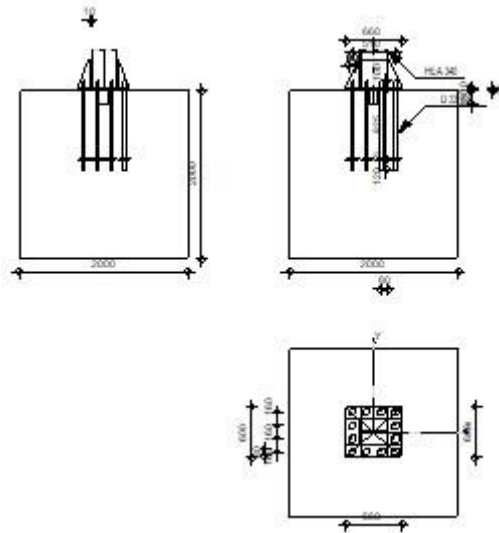
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:

Design of fastenings in concrete



Ratio
0,97



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 201
 Barres de la structure: 181

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 181
 $L_c = 3,500$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 660$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 660$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 550,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{ub} = 800,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 33$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 6,94$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 170;170$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 160;160$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 825$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 150$ [mm] Longueur
 $b_p = 150$ [mm] Largeur
 $t_p = 15$ [mm] Epaisseur
Matériau: S 235
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 80$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 80$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: HEA 120
 $l_w = 150$ [mm] Longueur
Matériau: S 235
 $f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 660$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 330$ [mm] Hauteur
 $t_s = 10$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

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

$L = 2000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 2000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 2000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe User
 $f_{ck} = 397,50$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [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

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche
$a_s =$	10	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 20: 0.8G-Ey 2*0.80+6*-1.00

$N_{j,Ed} =$	358,24	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	123,63	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	-34,84	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	6,39	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-5,24	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	6,94	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	800,00	[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)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$				
$F_{t,Rd,s1} =$	339,78	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$				
$F_{t,Rd,s2} =$	318,08	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	318,08	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	397,50	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h =$	216,45	[cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k =$	2782,50	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$				
$F_{t,Rd,p} =$	29874,20	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} =$	507	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{RK,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$				
$N_{RK,c}^0 =$	2046,42	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} =$	1520	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} =$	760	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} =$	23104,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} =$	3333,33	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$				
$\psi_{A,N} =$	0,14		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c =$	745	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$				
$\psi_{s,N} =$	0,99		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]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 135,8$ [kN Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton] EN 1992-1: [8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 825$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c} = 9,0 [N^{0,5} / mm^{0,5}] \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$N_{Rk,c} = 4251,99$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1650$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 825$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 27225,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 3333,33$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,12$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 745$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$$

$\psi_{s,N} = 0,97$ 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]

$$\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1,2$$

$\psi_{h,N} = 1,14$ 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]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 266,03$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RÉSISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 135,88$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 264$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 264$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 79$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 9,70$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 9,70$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 493,24$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 391,51$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 543,52$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 391,51$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 264$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 264$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 79$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 9,70$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 9,70$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 493,24$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 391,51$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 543,52$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 391,51$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RÉSISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 1174,53$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 391,51$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 391,51$ [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)	0,31 < 1,00	vérifié	(0,31)
$e_y = 18$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 187$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 255$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 13,05$ [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)	0,49 < 1,00	vérifié	(0,49)
$e_z = 15$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 178$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 240$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 10,79$ [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)	0,49 < 1,00	vérifié	(0,49)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,97 < 1,00	vérifié	(0,97)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,57$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,57$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 339,43$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,71$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,71$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 424,29$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 8,55$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 800,00$ [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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 150,53$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 293,50$ [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]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 271,76$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 9143,0$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,65$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	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)]

$V_{Rk,c,y}^0 = 9143,0$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,y} = 2478,70$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 8873,7$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\Psi_{A,V,z} = 0,68$ 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)]

$\Psi_{s,V,z} = 0,90$ 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)]

$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$ 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]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 2525,81$ [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)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y} = 6344,10$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z} = 6678,00$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 8150,49$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 8484,39$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 9,42$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 104,65$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 67$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 10253,99$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 3,83$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 26,48$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 31,71$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 55,06$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,23 < 1,00$ **vérifié** (0,23)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 8,32$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 104,04$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 63$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 10464,19$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	8,32	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\sigma_d =$	3,04	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	23,21	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	31,53	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	54,69	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)				0,23 < 1,00 vérifié (0,23)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	5,80	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,80	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	5,19	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	-1,08	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)				0,02 < 1,00 vérifié (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,04 < 1,00 vérifié (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,03 < 1,00 vérifié (0,03)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	15,86	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,08 < 1,00 vérifié (0,08)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	16,21	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	16,21	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	15,76	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	42,39	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,12 < 1,00 vérifié (0,12)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	22,42	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	22,42	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	25,95	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	63,49	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,18 < 1,00 vérifié (0,18)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	26,27	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	26,27	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	19,72	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	62,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,17 < 1,00 vérifié (0,17)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	36	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
-------------	----	------	---	-------------

$b_{eff} =$	36	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	319	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$K_{13,y} =$	82	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	264	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	79	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,y} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	316	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$K_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,28		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	64571,41	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	498475,80	[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 $M_{j,Ed,z}$				
$K_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$				
$K_{13,z} =$	126	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	264	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	79	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$K_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$K_{15,z} =$	7	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	316	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$K_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$K_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,54		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	57198,21	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	133848,00	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,97

Annexe 9



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

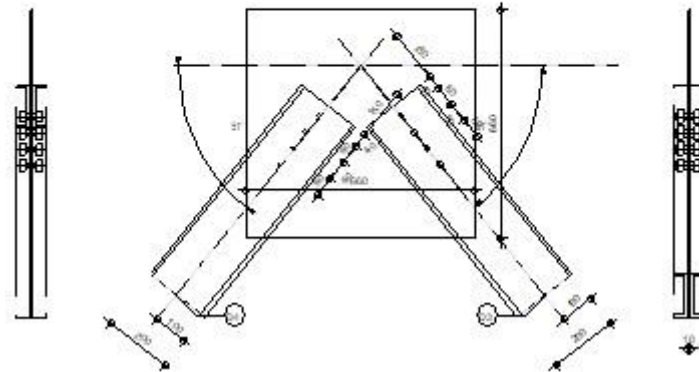
Calcul de l'assemblage au gousset

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,93

D0-2UPN 200
D1-2UPN 200



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 3778
 Barres de la structure: 4003, 4002,

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 3	Barre 4			
Barre N° :		4003	4002			
Profilé :		2 UPN 200	2 UPN 200			
	h	200	200			mm
	b _f	75	75			mm
	t _w	9	9			mm
	t _f	12	12			mm
	r	12	12			mm
	A	64,40	64,40			cm ²
Matériau :		S 275	S 275			
	f _y	275,00	275,00			MPa
	f _u	430,00	430,00			MPa
Angle	α	51,3	51,3			Deg
Longueur	l	0,000	0,000			m

BOULONS

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

d = 20 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 100$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 100$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;-170)

$e_v = 500$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 25: $G+Q-1.5E_y$ $2*1.35+3*1.50+6*-1.50$

$N_{b3,Ed} = 286,75$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 285,85$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 301,59$ [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 $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,61$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 177,2$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	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
$F_{b,Rd1z} = 247,74$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,66$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,66 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 94,9$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,12$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,12 > 0,00$	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
$F_{b,Rd2z} = 122,01$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 71,69$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{x,Ed} = 71,69$ [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	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 71,69$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 94,91$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 122,01$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 71,69 < 94,91$	vérifié (0,76)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 122,01$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$71,69 < 301,59$	vérifié (0,24)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A = 32,20$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U	
$A_{net} = 30,33$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 939,02$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 885,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 143,37 < 939,02$	vérifié (0,15)
$ 0.5 \cdot N_{b3,Ed} \leq N_{plRd}$	$ 143,37 < 885,50$	vérifié (0,16)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,56$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 12,15$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 323,1$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} +$

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$$A_{nt} = 7,56 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$= 0 \text{ trous} \quad (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |143,37| < 323,10 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 77,21 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 173,2 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,93 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 217,60 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,86 \text{ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 99,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,93 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 107,16 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$$F_{NSd} = 71,46 \text{ [kN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$$

$$F_{x,Ed} = 71,46 \text{ [kN]} \text{ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 71,46 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 99,20 \text{ [kN]} \text{ Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 107,16 \text{ [kN]} \text{ Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |71,46| < 99,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |0,00| < 107,16 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 71,46 < 77,21 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A = 32,20 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section transversale du profilé en U}$$

$$A_{net} = 30,67 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section nette} \quad A_{net} = A - t * d_0$$

$$N_{uRd} = 949,54 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section nette} \quad N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_u) / \gamma_{M2}$$

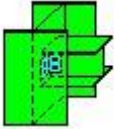
$A = 32,20$ [cm ²]	Aire de la section transversale du profilé en U		
$N_{plRd} = 885,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{plRd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{tRd}$		$ 142,93 < 949,54$	vérifié (0,15)
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ 142,93 < 885,50$	vérifié (0,16)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,73$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 13,34$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 344,9$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 142,93 < 344,92$	vérifié (0,41)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,93


Annexe 10



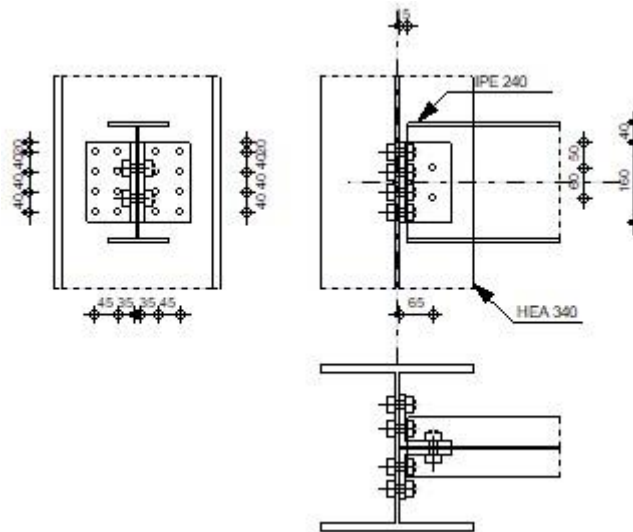
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,44



GENERAL

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 182
 Barres de la structure: 164, 448

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 164

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{rc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{tc} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	133,47	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	YPE 240		
Barre N°:	448		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{tb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

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
$l_k =$	160	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 275		
$f_{yk} =$	275,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	430,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	5.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	500,00	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	4		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	20	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	45	[mm]	Ecartement
$p_1 =$	40	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	50	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas:	25: G+Q-1.5E _y	2*1.35+3*1.50+6*-1.50
N _{b,Ed} =	0,00	[kN] Effort axial
V _{b,Ed} =	26,84	[kN] Effort tranchant
M _{b,Ed} =	-0,00	[kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

F _{v,Rd} =	48,2	[kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	F _{v,Rd} =
=	5] boulon	0.6*f _{ub} *A _v *m/γ _{M2}
F _{t,Rd} =	56,5	[kN] Résistance d'un boulon à la traction	F _{t,Rd} = 0.9*f _u *A _s /γ _{M2}
	2]	

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

k _{1x} =	1,41	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		1,41 > 0,00	vérifié
α _{bx} =	0,58	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), p ₂ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0		0,58 > 0,00	vérifié

F _{b,Rd1x} =	43,04	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
-----------------------	-------	--	---

Direction z

k _{1z} =	1,80	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		1,80 > 0,00	vérifié
α _{bz} =	0,49	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} = min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0		0,49 > 0,00	vérifié

F _{b,Rd1z} =	46,19	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1z} = k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
-----------------------	-------	--	---

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

k _{1x} =	1,41	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		1,41 > 0,00	vérifié
α _{bx} =	0,37	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), p ₂ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0		0,37 > 0,00	vérifié

F _{b,Rd2x} =	28,77	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd2x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t _i /γ _{M2}
-----------------------	-------	--	---

Direction z

k _{1z} =	1,41	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]
-------------------	------	---	--

$k_{1z} > 0.0$	$1,41 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,37$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,37 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 28,77$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 61$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$M_0 = 0,8$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 1,6$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 2,4$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 2,4$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 2,5$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 3,5$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 28,77$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 28,77$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 2,43 < 28,77$	vérifié (0,08)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 2,59 < 28,77$	vérifié (0,09)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$3,55 < 48,25$	vérifié (0,07)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_{0t} = 0,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 2,8$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$2,80 < 56,52$	vérifié (0,05)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 3,55$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,11 < 1,00$	vérifié (0,11)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [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
$F_{b,Rd1x} = 78,99$ [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

$$F_{b,Rd1z} = 73,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,65 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,65 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 178,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 236,98 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$$e = 70 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau}$$

$$M_0 = 1,87 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{Moment fléchissant réel} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial} \quad F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Vz} = 13,4 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Mx} = 31,2 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z} \quad F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 31,2 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 13,4 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 33,9 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 78,9 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 73,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |31,20| < 78,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |13,42| < 73,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$$F_{Ed} \leq F_{V,Rd} \quad 33,97 < 77,21 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$$A_{nt} = 4,20 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,20 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 227,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 227,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

POUTRE

$$A_{nt} = 2,60 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 5,08 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 170,30 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 170,30 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	2,60	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	8,30	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	176,50	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,08)
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	13,42	<	176,50	vérifié

POUTRE

$A_{nt} =$	2,54	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	7,63	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	164,80	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,16)
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	26,84	<	164,80	vérifié

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	8,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	6,20	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,70	<	0,80	
$W_{net} =$	42,34	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	11,64	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ (0,08)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	0,94	<	11,64	vérifié
$A_v =$	16,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	12,40	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	254,03	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ (0,05)
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	13,42	<	254,03	vérifié

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	7,44	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	5,21	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	0,63	<	0,80	
$W_{net} =$	57,69	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	15,86	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ (0,12)
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	1,87	<	15,86	vérifié
$A_v =$	14,88	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	12,65	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	236,25	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ (0,11)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	26,84	<	236,25	vérifié

REMARQUES

Pince boulon-extrémité supérieure de la cornière sur le poteau trop faible	20 [mm]	<	22 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur le poteau trop faible	20 [mm]	<	22 [mm]
Pince boulon-extrémité verticale de la cornière sur le poteau trop faible	20 [mm]	<	22 [mm]
Pince boulon-extrémité de la paroi de la cornière trop faible	25 [mm]	<	28 [mm]

Annexe 11

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 26/06/2023
Norme EN

Matériau

Acier S 275
Béton C25/30

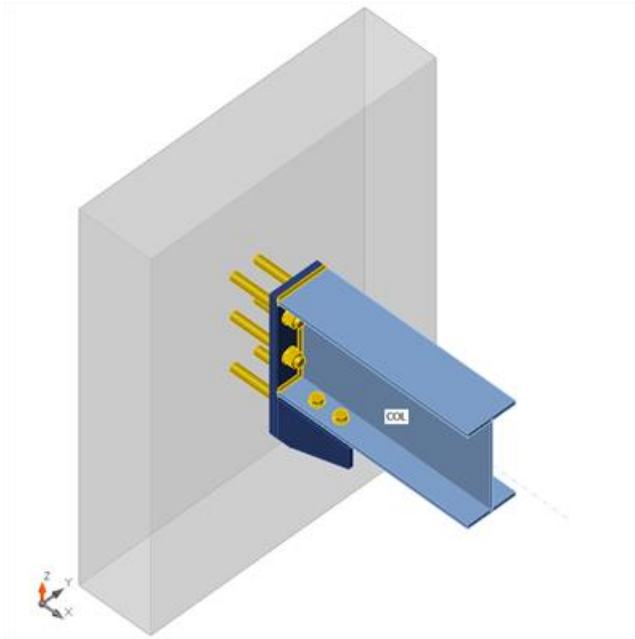
Élément du projet CON1

Conception

Nom CON1
Description
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β - Direction [°]	γ - Angle [°]	α - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
COL	1 - CON1(IPE240)	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Noeud



Sections transversales

Nom	Matériau
1 - CON1(IPE240)	S 275

Tiges/Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M20 8.8	M20 8.8	20	800.0	314
M16 8.8	M16 8.8	16	800.0	201

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	48.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	950 x 720	mm
Profondeur	180	mm
Ancrage	M20 8.8	
Longueur de l'ancrage	120	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Boulons	1.0 < 100%	OK
Tiges	91.3 < 100%	OK
Soudures	27.2 < 100%	OK
Bloc de béton	3.3 < 100%	OK
Voilement	1058.70	

Platines

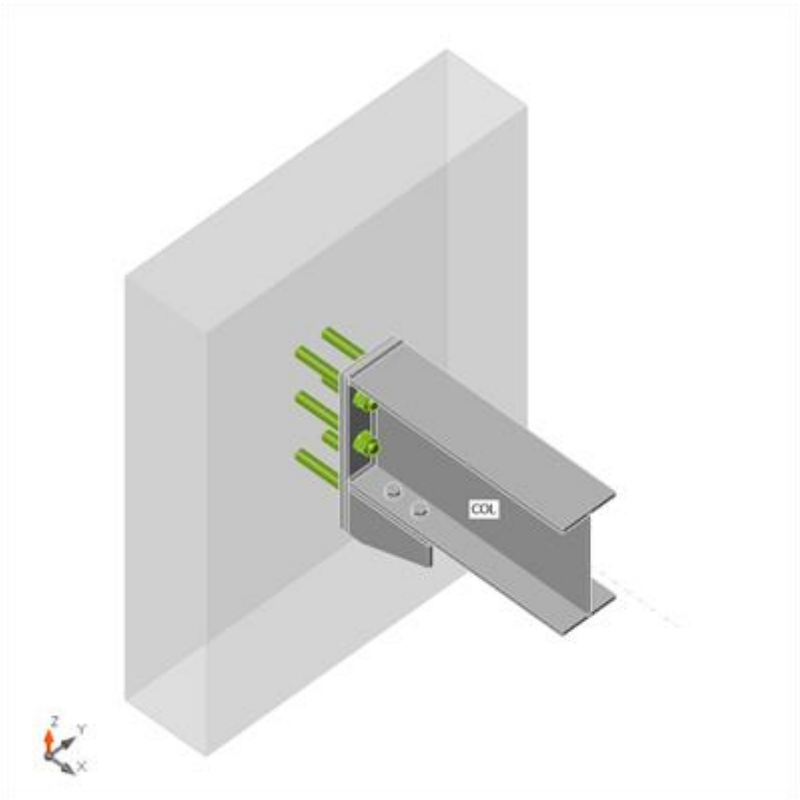
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{cEd} [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	9.8	LE1	19.9	0.0	0.9	OK
COL-tfl 1	9.8	LE1	43.7	0.0	0.0	OK
COL-w 1	6.2	LE1	44.8	0.0	0.0	OK
SP 1	10.0	LE1	91.3	0.0	0.8	OK
SP 2	10.0	LE1	8.9	0.0	0.9	OK
SP 3	10.0	LE1	5.2	0.0	0.8	OK
SP 4	10.0	LE1	9.7	0.0	0.0	OK
SP 5	10.0	LE1	9.7	0.0	0.0	OK

Données de conception

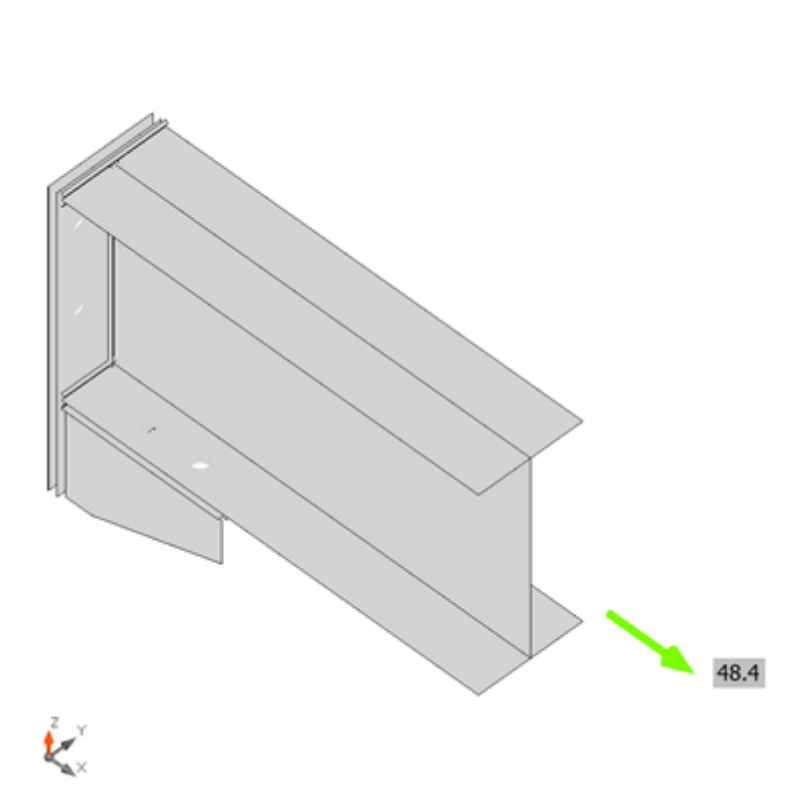
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0

Explication des symboles

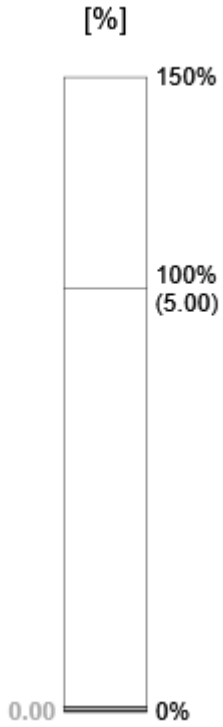
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{cEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

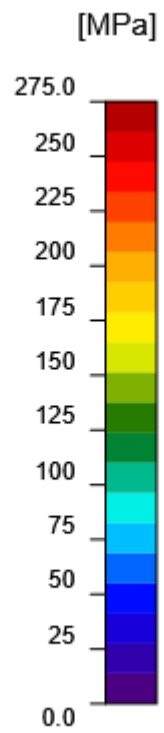
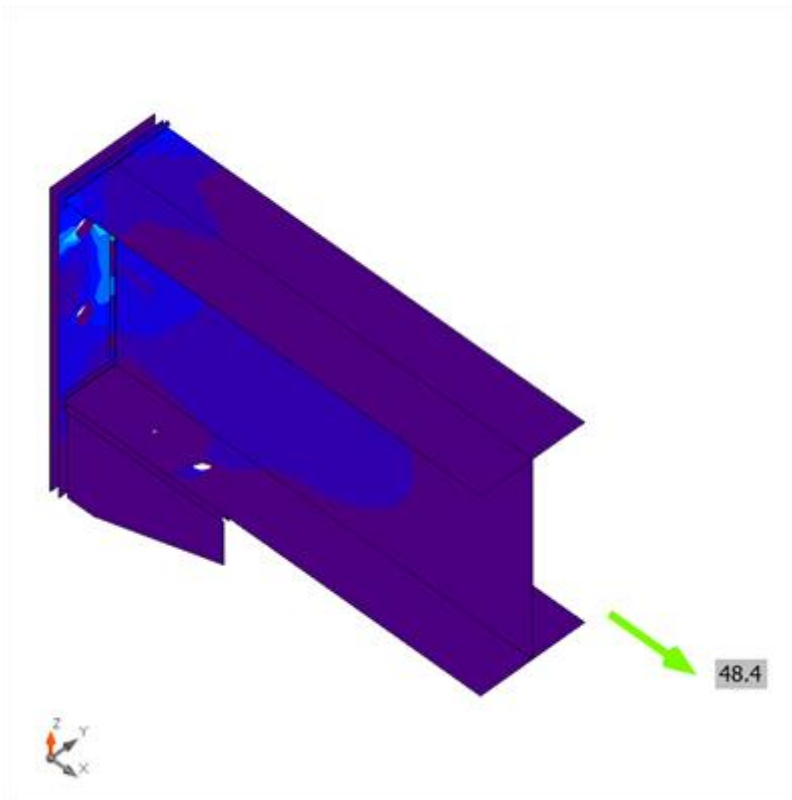


Vérification globale, LE1

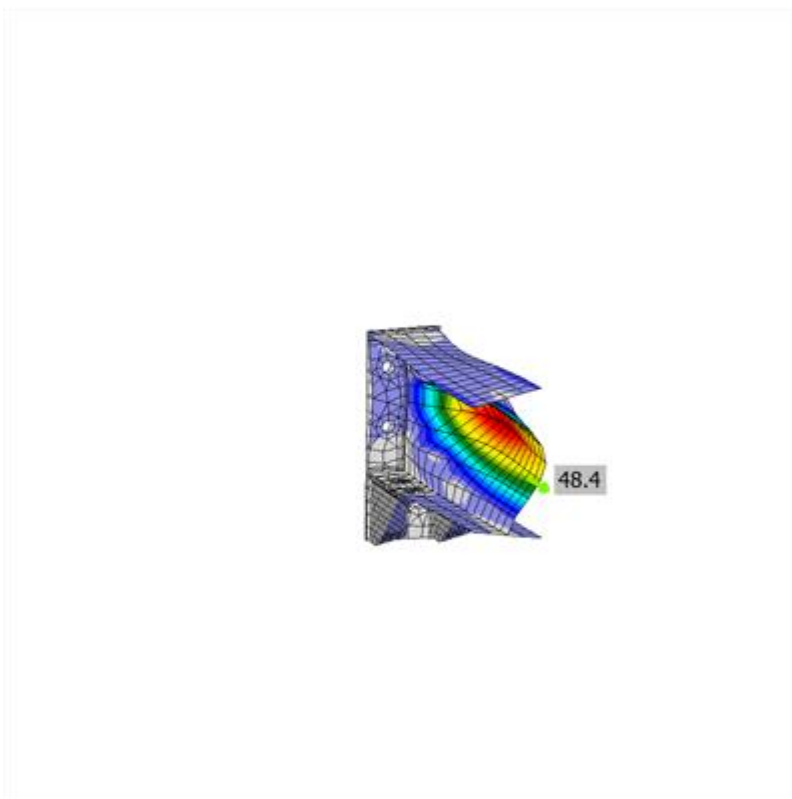


Vérification de déformation, LE1





Contrainte équivalente, LE1



Voilement, LE1

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$	V	U_{t_i}	$F_{b,Rd}$	U_{t_s}	$U_{t_{ts}}$	Résultat
--	-----	---------	------------	---	-----------	------------	-----------	--------------	----------

			[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]	[%]	
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;"> 7 8 9 10 </div>	B7	LE1	0.4	0.2	0.4	104.7	0.4	0.7	OK
	B8	LE1	0.5	0.4	0.6	106.4	0.6	1.0	OK
	B9	LE1	0.4	0.2	0.4	105.4	0.4	0.7	OK
	B10	LE1	0.5	0.4	0.6	106.5	0.6	1.0	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M16 8.8 - 1	90.4	161.2	60.3

Explication des symboles

- F_{t,Rd} Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
 F_{t,Ed} Effort de tension
 B_{p,Rd} Résistance au cisaillement par poinçonnement
 V Résultante des efforts de cisaillement Vy, Vz dans le boulon
 F_{v,Rd} Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
 F_{b,Rd} Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
 Ut_t Utilisation en tension
 Ut_s Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B7

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 90.4 \text{ kN} \geq F_t = 0.4 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0.90$ – Facteur
 $f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
 $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 161.2 \text{ kN} \geq F_t = 0.4 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 25 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
 $t_p = 10 \text{ mm}$ – Épaisseur
 $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_s f_{vb} A}{\gamma_{M2}} = 60.3 \text{ kN} \geq V = 0.2 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1.00$ – Facteur de réduction

- $\alpha_v = 0.60$ – Facteur de réduction
- $f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 157 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_v f_u d t}{\gamma_{M2}} = 104.7 \text{ kN} \geq V = 0.2 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50$$

$$\alpha_v = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.78$$

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$e_1 = 42 \text{ mm}$$

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

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

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

- Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
- Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
- Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
- Diamètre du trou du boulon
- Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement
- Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement
- Résistance à la traction ultime du boulon
- Résistance ultime
- Diamètre nominal de moyen d'assemblage
- Épaisseur de la platine
- Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1.4F_{s,Rd}} = 0.7 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.4 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{t,Rd}; F_{s,Rd})} = 0.4 \%$$

Résultat détaillé pour B8

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 90.4 \text{ kN} \geq F_t = 0.5 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon

$A_s = 157 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_u A_s}{\gamma_{M2}} = 161.2 \text{ kN} \geq F_t = 0.5 \text{ kN}$$

où :

$d_m = 25 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue

$t_p = 10 \text{ mm}$ – Épaisseur

$f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_u A_s}{\gamma_{M2}} = 60.3 \text{ kN} \geq V = 0.4 \text{ kN}$$

où :

$\beta_p = 1.00$ – Facteur de réduction

$\alpha_v = 0.60$ – Facteur de réduction

$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon

$A = 157 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 106.4 \text{ kN} \geq V = 0.4 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.79$$

$e_2 = 30 \text{ mm}$

$p_2 = 60 \text{ mm}$

$d_0 = 18 \text{ mm}$

$e_1 = 43 \text{ mm}$

$p_1 = 60 \text{ mm}$

$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$

$f_u = 430.0 \text{ MPa}$

$d = 16 \text{ mm}$

$t = 10 \text{ mm}$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4F_{v,Rd}} = 1.0 \quad \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.6 \quad \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{tv} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 0.6 \quad \%$$

Résultat détaillé pour B9

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 90.4 \text{ kN} \geq F_t = 0.4 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 161.2 \text{ kN} \geq F_t = 0.4 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 25 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 10 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 60.3 \text{ kN} \geq V = 0.2 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_s f_u d t}{\gamma_{M2}} = 105.4 \text{ kN} \geq V = 0.2 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50 \quad \text{– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.78$$

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$e_1 = 42 \text{ mm}$$

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

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

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

transfert de charge

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1.4F_{s,Rd}} = 0.7 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.4 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{t,Rd}; F_{s,Rd})} = 0.4 \%$$

Résultat détaillé pour B10

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 90.4 \text{ kN} \geq F_t = 0.5 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_p t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 161.2 \text{ kN} \geq F_t = 0.5 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 25 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 10 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 60.3 \text{ kN} \geq V = 0.4 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{ub} d t}{\gamma_{M2}} = 106.5 \text{ kN} \geq V = 0.4 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.79$$

$$e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$p_2 = 60 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$e_1 = 43 \text{ mm}$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

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

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4 F_{v,Rd}} = 1.0 \%$$

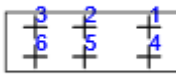
Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.6 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 0.6 \%$$

Tiges

Forme	Élémen t	Charge s	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,c} _p [kN]	U _{t,t} [%]	U _{t,s} [%]	U _{t,ts} [%]	Résulta t
	A1	LE1	3.1	0.1	53.8	-	129.0	91.3	0.1	87.3	OK
	A2	LE1	8.3	0.5	53.8	-	129.0	91.3	0.6	87.3	OK
	A3	LE1	13.1	0.6	53.8	-	129.0	91.3	0.8	87.3	OK
	A4	LE1	3.1	0.1	53.8	-	129.0	91.3	0.1	87.3	OK
	A5	LE1	8.3	0.5	53.8	-	129.0	91.3	0.6	87.3	OK
	A6	LE1	13.1	0.6	53.8	-	129.0	91.3	0.8	87.3	OK

Données de conception

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M20 8.8 - 1	111.1	78.4

Explication des symboles

N _{Ed}	Effort de tension
V _{Ed}	Résultante des efforts de cisaillement Vy, Vz dans le boulon
N _{Rd,c}	Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de traction - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
V _{Rd,c}	Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de cisaillement - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5
V _{Rd,cp}	Résistance de conception en cas de rupture de béton par effet de levier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
U _{t,t}	Utilisation en tension
U _{t,s}	Utilisation en cisaillement
U _{t,ts}	Utilisation en tension et cisaillement
N _{Rd,s}	Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
V _{Rd,s}	Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Résultat détaillé pour A1

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{M,t}} = 111.1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166.6 \text{ kN}$$

Où :

$c = 0.85$	– facteur de réduction pour un filet coupé
$A_s = 245 \text{ mm}^2$	– surface d'effort de traction
$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa}$	– résistance minimale à la traction du boulon

$$\gamma_{M_s} = 1.50$$

– coefficient de sécurité pour acier

$$\gamma_{M_s} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A2, A3, A4, A5, A6

$$N_{Rd,c} = 53.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 96.8 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

– total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune

$$N_{Rk,c}^0 = 50.6 \text{ kN}$$

– résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

7.70 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

120 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

360 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

60 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 247800 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges}$$

$$A_{c,N}^0 = 129600 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00$$

– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$$c =$$

330 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{re,N} = 1.00$$

– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 1.00$$

– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$$e_{x,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$$e_{y,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.00$$

– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si $c < 1.5h_{ef}$ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$$z =$$

15 mm – bras de levier interne

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\gamma_{Mc} = 1.80$$

– coefficient de sécurité pour béton

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{ed}} = 78.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00$$

– coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$$A =$$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

– résistance au cisaillement caractéristique

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$$k_6 =$$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$$A_s =$$

245 mm² – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

– coefficient de sécurité pour acier

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 129.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 193.5 \text{ kN}$$

Où :

- $k_8 = 2.00$ – facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage
- $N_{Rk,c} = 96.8 \text{ kN}$ – résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe
- $\gamma_{Mc} = 1.50$ – coefficient de sécurité pour béton

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

- $N_{Ed} = 3.1 \text{ kN}$ – effort de contrainte de conception
- $N_{Rd,s} = 111.1 \text{ kN}$ – résistance à la traction de la fixation
- $V_{Ed} = 0.1 \text{ kN}$ – force de cisaillement de conception
- $V_{Rd,s} = 78.4 \text{ kN}$ – résistance au cisaillement de la fixation

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0$$

Où :

- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement
- $\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 91\%$ – rupture par éclatement de béton de tige en traction
- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – rupture de béton par arrachement
- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$ – rupture de béton par éclatement latéral
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$ – rupture du bord de béton
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$ – rupture de béton par effet de levier

Résultat détaillé pour A2

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Mt}} = 111.1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 8.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{yk} = 166.6 \text{ kN}$$

Où :

- $c = 0.85$ – facteur de réduction pour un filet coupé

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface d'effort de traction}$$

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{– résistance minimale à la traction du boulon}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.50 \quad \text{– coefficient de sécurité pour acier}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A2, A3, A4, A5, A6

$$N_{Rd,c} = 53.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 96.8 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN} \quad \text{– total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 50.6 \text{ kN} \quad \text{– résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

7.70 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

120 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

360 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

60 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 247800 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges}$$

$$A_{c,N}^0 = 129600 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$$c =$$

330 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 1.00$$

– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$$e_{x,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$$e_{y,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.00$$

– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si $c < 1.5h_{ef}$ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$$z =$$

15 mm – bras de levier interne

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\gamma_{Mc} = 1.80$$

– coefficient de sécurité pour béton

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s,d}} = 78.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00$$

– coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$$A =$$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

– résistance au cisaillement caractéristique

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$$k_6 =$$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$$A_s =$$

245 mm² – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

– coefficient de sécurité pour acier

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cz}}{\gamma_{Mc}} = 129.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cz} = k_8 \cdot 193.5 \text{ kN}$$

Où :

$$k_8 = 2.00 \quad \text{– facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage}$$

$$N_{Rk,c} = 96.8 \text{ kN} \quad \text{– résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe}$$

$$\gamma_{Mc} = 1.50 \quad \text{– coefficient de sécurité pour béton}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{Ed} = 8.3 \text{ kN} \quad \text{– effort de contrainte de conception}$$

$$N_{Rd,s} = 111.1 \text{ kN} \quad \text{– résistance à la traction de la fixation}$$

$$V_{Ed} = 0.5 \text{ kN} \quad \text{– force de cisaillement de conception}$$

$$V_{Rd,s} = 78.4 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement de la fixation}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0$$

Où :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \quad \text{– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 91\% \quad \text{– rupture par éclatement de béton de tige en traction}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par arrachement}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par éclatement latéral}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\% \quad \text{– rupture du bord de béton}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par effet de levier}$$

Résultat détaillé pour A3

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 111.1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 13.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166.6 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0.85$$

– facteur de réduction pour un filet coupé

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

– surface d'effort de traction

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa}$$

– résistance minimale à la traction du boulon

$$\gamma_{Ms} = 1.50$$

– coefficient de sécurité pour acier

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A2, A3, A4, A5, A6

$$N_{Rd,c} = 53.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 96.8 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

– total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune

$$N_{Rk,c}^0 = 50.6 \text{ kN}$$

– résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

7.70 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

120 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

360 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

60 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 247800 \text{ mm}^2$$

– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges

$$A_{c,N}^0 = 129600 \text{ mm}^2$$

– surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00$$

– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$$c =$$

330 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$h_{ef} =$

120 mm – profondeur d'encastrement

$\psi_{re,N} = 1.00$ – paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$h_{emb} =$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$\psi_{ec,N} = 1.00$ – facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$e_{x,N} =$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$e_{y,N} =$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$h_{ef} =$

120 mm – profondeur d'encastrement

$\psi_{M,N} = 1.00$ – le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si $c < 1.5h_{ef}$ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$z =$

15 mm – bras de levier interne

$h_{ef} =$

120 mm – profondeur d'encastrement

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – coefficient de sécurité pour béton

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{ed}} = 78.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

Où :

$k_7 = 1.00$ – coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$A =$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$ – résistance au cisaillement caractéristique

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$k_s =$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$A_s =$

245 mm² – surface d'effort de traction

$f_{uk} =$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$\gamma_{M_s} = 1.25$

– coefficient de sécurité pour acier

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M_c}} = 129.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_s \cdot 193.5 \text{ kN}$$

Où :

$k_s = 2.00$ – facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage

$N_{Rk,c} = 96.8 \text{ kN}$ – résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe

$\gamma_{M_c} = 1.50$ – coefficient de sécurité pour béton

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$N_{Ed} = 13.1 \text{ kN}$ – effort de contrainte de conception

$N_{Rd,s} = 111.1 \text{ kN}$ – résistance à la traction de la fixation

$V_{Ed} = 0.6 \text{ kN}$ – force de cisaillement de conception

$V_{Rd,s} = 78.4 \text{ kN}$ – résistance au cisaillement de la fixation

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0$$

Où :

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 91\%$ – rupture par éclatement de béton de tige en traction

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – rupture de béton par arrachement

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$ – rupture de béton par éclatement latéral

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$ – rupture du bord de béton

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$ – rupture de béton par effet de levier

Résultat détaillé pour A4

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{Mt}} = 111.1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 3.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166.6 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0.85$$

– facteur de réduction pour un filet coupé

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

– surface d'effort de traction

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa}$$

– résistance minimale à la traction du boulon

$$\gamma_{Mt} = 1.50$$

– coefficient de sécurité pour acier

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A2, A3, A4, A5, A6

$$N_{Rd,c} = 53.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 96.8 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

– total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune

$$N_{Rk,c}^0 = 50.6 \text{ kN}$$

– résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

7.70 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

120 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

360 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

60 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 247800 \text{ mm}^2$$

– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges

$$A_{c,N}^0 = 129600 \text{ mm}^2$$

– surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00$$

– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$c =$

330 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$h_{ef} =$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{re,N} = 1.00$$

– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$h_{emb} =$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 1.00$$

– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$e_{x,N} =$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$e_{y,N} =$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$h_{ef} =$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.00$$

– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si $c < 1.5h_{ef}$ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$z =$

15 mm – bras de levier interne

$h_{ef} =$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\gamma_{Mc} = 1.80$$

– coefficient de sécurité pour béton

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s,d}} = 78.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00$$

– coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$A =$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement caractéristique}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_{\phi} \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$$k_{\phi} =$$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$$A_s =$$

245 mm² – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.25 \quad \text{– coefficient de sécurité pour acier}$$

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 129.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_{\phi} \cdot 193.5 \text{ kN}$$

Où :

$$k_{\phi} = 2.00 \quad \text{– facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage}$$

$$N_{Rk,c} = 96.8 \text{ kN} \quad \text{– résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe}$$

$$\gamma_{Mc} = 1.50 \quad \text{– coefficient de sécurité pour béton}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{Ed} = 3.1 \text{ kN} \quad \text{– effort de contrainte de conception}$$

$$N_{Rd,s} = 111.1 \text{ kN} \quad \text{– résistance à la traction de la fixation}$$

$$V_{Ed} = 0.1 \text{ kN} \quad \text{– force de cisaillement de conception}$$

$$V_{Rd,s} = 78.4 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement de la fixation}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1.0$$

Où :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \quad \text{– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 91\% \quad \text{– rupture par éclatement de béton de tige en traction}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par arrachement}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par éclatement latéral}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\% \quad \text{– rupture du bord de béton}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rupture de béton par effet de levier}$$

Résultat détaillé pour A5

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M_s}} = 111.1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 8.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166.6 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0.85 \quad - \text{facteur de réduction pour un filet coupé}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad - \text{surface d'effort de traction}$$

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa} \quad - \text{résistance minimale à la traction du boulon}$$

$$\gamma_{M_s} = 1.50 \quad - \text{coefficient de sécurité pour acier}$$

$$\gamma_{M_s} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A2, A3, A4, A5, A6

$$N_{Rd,c} = 53.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 96.8 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN} \quad - \text{total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 50.6 \text{ kN} \quad - \text{résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

7.70 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

120 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

360 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

60 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 247800 \text{ mm}^2 \quad - \text{surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges}$$

$$A_{c,N}^0 = 129600 \text{ mm}^2 \quad - \text{surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00$$

– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$$c =$$

330 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{re,N} = 1.00$$

– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 1.00$$

– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$$e_{x,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$$e_{y,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.00$$

– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si $c < 1.5h_{ef}$ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$$z =$$

15 mm – bras de levier interne

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\gamma_{Mc} = 1.80$$

– coefficient de sécurité pour béton

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s1}} = 78.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00$$

– coefficient de ductilité de tige en acier

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$A =$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement caractéristique}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$k_6 =$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$A_s =$

245 mm² – surface d'effort de traction

$f_{uk} =$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{M_s} = 1.25 \quad \text{– coefficient de sécurité pour acier}$$

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M_c}} = 129.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 193.5 \text{ kN}$$

Où :

$k_8 = 2.00$ – facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage

$N_{Rk,c} = 96.8 \text{ kN}$ – résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe

$\gamma_{M_c} = 1.50$ – coefficient de sécurité pour béton

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$N_{Ed} = 8.3 \text{ kN}$ – effort de contrainte de conception

$N_{Rd,s} = 111.1 \text{ kN}$ – résistance à la traction de la fixation

$V_{Ed} = 0.5 \text{ kN}$ – force de cisaillement de conception

$V_{Rd,s} = 78.4 \text{ kN}$ – résistance au cisaillement de la fixation

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1.0$$

Où :

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 91\%$ – rupture par éclatement de béton de tige en traction

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad - \text{rupture de béton par arrachement}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rupture de béton par éclatement latéral}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\% \quad - \text{rupture du bord de béton}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rupture de béton par effet de levier}$$

Résultat détaillé pour A6

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 111.1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 13.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 166.6 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0.85 \quad - \text{facteur de réduction pour un filet coupé}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad - \text{surface d'effort de traction}$$

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa} \quad - \text{résistance minimale à la traction du boulon}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.50 \quad - \text{coefficient de sécurité pour acier}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A2, A3, A4, A5, A6

$$\frac{N_{Rd,c}}{N_{Ed,g}} = 53.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,N}}{A_{s,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} = 96.8 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 49.1 \text{ kN} \quad - \text{total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 50.6 \text{ kN} \quad - \text{résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

7.70 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

120 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

360 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

60 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 247800 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges}$$

$$A_{c,N}^0 = 129600 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$$c =$$

330 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$$h_{emb} =$$

120 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 1.00 \quad \text{– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :}$$

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$$e_{x,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

1.00 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$$e_{y,N} =$$

0 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.00 \quad \text{– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si } c < 1.5h_{ef} \text{ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8}$$

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$$z =$$

15 mm – bras de levier interne

$$h_{ef} =$$

120 mm – profondeur d'encastrement

$$\gamma_{Mc} = 1.80 \quad \text{– coefficient de sécurité pour béton}$$

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s,d}} = 78.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00 \quad \text{-- coefficient de ductilité de tige en acier}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$$A =$$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 98.0 \text{ kN} \quad \text{-- résistance au cisaillement caractéristique}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$$k_6 =$$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$$A_s =$$

245 mm² – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{Ms} = 1.25 \quad \text{-- coefficient de sécurité pour acier}$$

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 129.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 193.5 \text{ kN}$$

Où :

$$k_8 = 2.00 \quad \text{-- facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage}$$

$$N_{Rk,c} = 96.8 \text{ kN} \quad \text{-- résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe}$$

$$\gamma_{Mc} = 1.50 \quad \text{-- coefficient de sécurité pour béton}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$$N_{Ed} = 13.1 \text{ kN} \quad \text{-- effort de contrainte de conception}$$

$$N_{Rd,s} = 111.1 \text{ kN} \quad \text{-- résistance à la traction de la fixation}$$

$$V_{Ed} = 0.6 \text{ kN} \quad \text{-- force de cisaillement de conception}$$

$$V_{Rd,s} = 78.4 \text{ kN} \quad \text{-- résistance au cisaillement de la fixation}$$

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$	– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$	– la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement
$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 91\%$	– rupture par éclatement de béton de tige en traction
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$	– rupture de béton par arrachement
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$	– rupture de béton par éclatement latéral
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$	– rupture du bord de béton
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$	– rupture de béton par effet de levier

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bor d	Ép. gorg e [mm]	Longue ur [mm]	Charge s	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut c [%]	Résult at
SP 1	COL -bfl 1	▲4.0 ▲	120	LE1	22.0	0. 0	12.7	-7.0	7.6	5.4	4. 0	OK
		▲4.0 ▲	120	LE1	27.2	0. 0	21.1	0.0	-9.9	6.8	3. 8	OK
SP 1	COL -tfl 1	▲4.0 ▲	120	LE1	38.1	0. 0	-3.4	-20.3	-8.3	9.4	7. 3	OK
		▲4.0 ▲	120	LE1	54.9	0. 0	33.6	21.4	-13.0	13. 6	8. 5	OK
SP 1	COL -w 1	▲4.0 ▲	230	LE1	110. 2	0. 0	52.5	-17.0	53.3	27. 2	9. 2	OK
		▲4.0 ▲	230	LE1	108. 8	0. 0	53.4	14.9	-52.7	26. 9	9. 2	OK
SP 1	SP 5	▲4.0 ▲	100	LE1	50.7	0. 0	-22.6	15.6	21.0	12. 5	3. 8	OK
SP 1	SP 4	▲4.0 ▲	100	LE1	50.6	0. 0	-22.6	-15.5	-21.0	12. 5	3. 8	OK
SP 2	SP 5	▲4.0 ▲	180	LE1	7.5	0. 0	-3.5	3.8	0.5	1.9	0. 7	OK
SP 2	SP 4	▲4.0 ▲	180	LE1	7.5	0. 0	-3.5	-3.8	-0.5	1.9	0. 7	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0.85	404.7	309.6

Explication des symboles

ϵ_{Pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
$T_{ }$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure

τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilisation
U_{tc}	Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour SP 1 COL-bfl 1

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 22.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 12.7 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 5.4 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 27.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 21.1 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 6.8 \%$$

Résultat détaillé pour SP 1 COL-tfl 1

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 38.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3.4 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 9.4 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 54.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 33.6 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 13.6 \%$$

Résultat détaillé pour SP 1 COL-w 1

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 110.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 52.5 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 27.2 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 108.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w / \gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 53.4 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{w,Ed}|}{\sigma_{w,Rd}} = 26.9 \%$$

Résultat détaillé pour SP 1 SP 5

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 50.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w/\gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 22.6 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{\perp}}{f_u} = \frac{22.6}{430.0} = 12.5 \%$$

Résultat détaillé pour SP 1 SP 4

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w/(\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 50.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w/\gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 22.6 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{\perp}}{f_u} = \frac{22.6}{430.0} = 12.5 \%$$

Résultat détaillé pour SP 2 SP 5

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w/(\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 7.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w/\gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3.5 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma_{\perp}}{f_u} = \frac{3.5}{430.0} = 1.9 \%$$

Résultat détaillé pour SP 2 SP 4

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_w/(\beta_w \gamma_{M2}) = 404.7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 7.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9f_w/\gamma_{M2} = 309.6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3.5 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}} = 1.9 \quad \%$$

Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE1	17	728	1.1	3.00	33.5	3.3	OK

Explication des symboles

- c Largeur de pression diamétrale
- A_{eff} Zone effective
- σ Contrainte moyenne du béton
- k_j Facteur de concentration
- F_{jd} Résistance à la pression du béton
- Ut Utilisation

Résultat détaillé pour BdB 1

Vérification de résistance à la compression de bloc de béton (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc}\beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 33.5 \text{ MPa}$$

où :

$$N = 0.8 \text{ kN} \quad \text{– Effort normal de conception}$$

$$A_{eff} = 728 \text{ mm}^2 \quad \text{– Superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué}$$

$$\alpha_{cc} = 1.00 \quad \text{– Effets sur Fcd à long terme}$$

$$\beta_j = 0.67 \quad \text{– Coefficient du matériau de scellement } \beta_j$$

$$k_j = 3.00 \quad \text{– Facteur de concentration}$$

$$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la compression caractéristique de béton}$$

$$\gamma_c = 1.50 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 3.3 \quad \%$$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	1058.70
	2	1079.89
	3	2937.66
	4	3434.35
	5	5708.39
	6	5951.14

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser σ_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 12



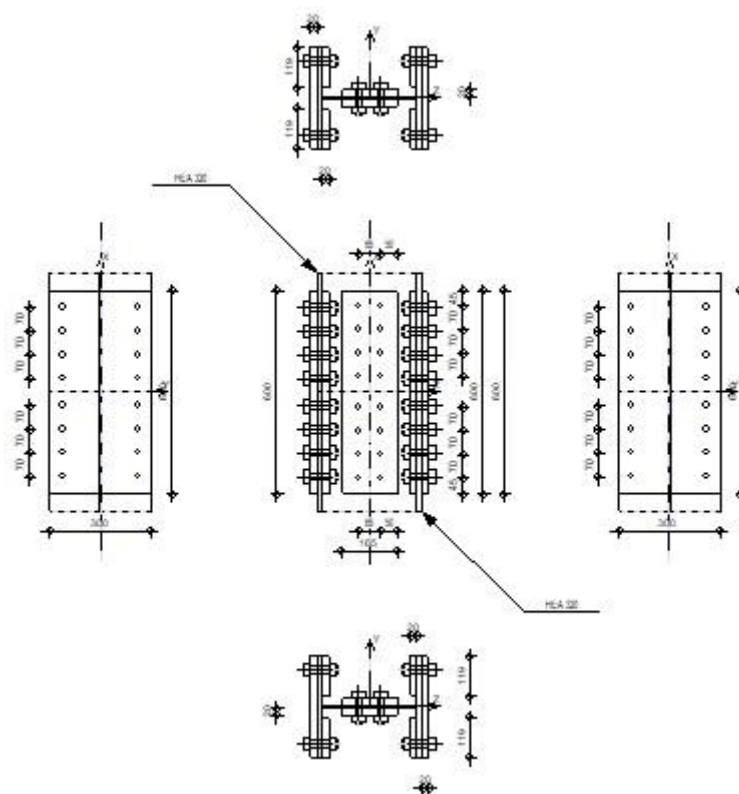
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,24



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Epissure du poteau
Noeud de la structure: 6219
Barres de la structure: 1513, 1514

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 320
Matériau: S 275

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 320

Profilé: HEA 320

Matériau: S 275

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 165$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{ypw} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE DROITE

$l_{pi} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 119$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{ypi} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE INTERNE GAUCHE

$l_{pi} = 600$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pi} = 119$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pi} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{ypi} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upi} = 360,00$ [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 = HR 10.9

Classe du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon

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 = HR 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
d = 20 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 22: G+Q+1,5EY (2+3)*1.00+6*1.50

ETAT LIMITE: ULTIME

N_{Ed1} = -794,31 [kN] Effort axial
V_{y,Ed1} = 0,83 [kN] Effort tranchant
V_{z,Ed1} = -0,23 [kN] Effort tranchant
M_{y,Ed1} = 0,71 [kN*m] Moment fléchissant
M_{vz,Ed1} = -1,54 [kN*m] Moment fléchissant
N_{Ed2} = -794,31 [kN] Effort axial

$N_{Ed1} = -794,31$	[kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2} = -0,66$	[kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2} = 0,23$	[kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} = 0,71$	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed2} = -1,54$	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = 23,34$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{z,Ed} = 0,05$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
$F_{Ed} = 23,34$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 102,86$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 113,75$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$23,34 < 102,86$	vérifié (0,23)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$0,05 < 113,75$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$		$23,34 < 301,59$	vérifié (0,08)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = -37,16$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{y,Ed} = 0,56$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed} = 37,17$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{x,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{y,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$-37,16 < 161,58$	vérifié (0,23)
$F_{z,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$0,56 < 161,58$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$		$37,17 < 301,59$	vérifié (0,12)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = -37,72$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{y,Ed} = 0,56$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed} = 37,72$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{x,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{y,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$-37,72 < 161,58$	vérifié (0,23)
$F_{z,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$0,56 < 161,58$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$		$37,72 < 301,59$	vérifié (0,13)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		13,90	16,02	-0,23	496,32	0,00	vérifié

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		16,40	35,60	-0,12	735,15	0,00	vérifié

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		37,40	36,60	0,41	1034,47	0,00	vérifié

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		37,40	36,60	0,41	1034,47	0,00	vérifié

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A _t =	49,63	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
A _{t,net} =	38,85	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})			0,70 < 0,80		
W =	1479,26	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
W _{net} =	1479,26	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
M _{c,Rdnet} =	406,80	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		M _{c,Rdnet} = W _{net} *f _{yp} /γ _{M0}
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			0,71 < 406,80	vérifié	(0,00)
A =	124,37	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		A = h _{pi} *t _{pi}
A _{net} =	106,77	[cm ²]	Aire de la section nette		A _{net} = A - n _v *d ₀ *t _{pi}
N _{pl,Rd} =	3420,18	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		N _{pl,Rd} = A*f _y /γ _{M0}
N _{u,Rd} =	3305,60	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		N _{u,Rd} = 0.9*A _{net} *f _u /γ _{M2}
F _{Ed} =	-794,31	[kN]			A = h _{pi} *t _{pi}
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}			-794,31 < 3305,60	vérifié	(0,24)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}			-794,31 < 3420,18	vérifié	(0,23)
A _v =	27,90	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		A _v = h _p *t _p
A _{v,net} =	23,94	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		A _{v,net} = A _v - n _v *d ₀ *t _p
V _{pl,Rd} =	442,97	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		V _{pl,Rd} = (A _v *f _{yp})/(√3*γ _{M0})
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}			-0,23 < 442,97	vérifié	(0,00)

ÉCLISSE D'AME

M _{c,Rdnet} =	18,58	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			-0,00 < 18,58	vérifié	(0,00)
N _{pl,Rd} =	775,50	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
N _{u,Rd} =	627,26	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}			-93,35 < 627,26	vérifié	(0,15)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}			-93,35 < 775,50	vérifié	(0,12)
V _{pl,Rd} =	447,74	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}			-0,12 < 447,74	vérifié	(0,00)

PLATINE EXTERNE DROITE

M _{c,Rdnet} =	53,76	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			-0,00 < 53,76	vérifié	(0,01)
N _{pl,Rd} =	1410,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
N _{u,Rd} =	1327,10	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}			-168,32 < 1327,10	vérifié	(0,13)

$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -168,32 < 1327,10$	vérifié	(0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -168,32 < 1410,00$	vérifié	(0,12)
$V_{pl,Rd} = 814,06$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,23 < 814,06$	vérifié	(0,00)

PLATINE INTERNE DROITE

$M_{c,Rd} = 69,85$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ -0,38 < 69,85$	vérifié	(0,01)
$N_{pl,Rd} = 1113,90$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1000,51$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -133,21 < 1000,51$	vérifié	(0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -133,21 < 1113,90$	vérifié	(0,12)
$V_{pl,Rd} = 202,16$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,18 < 202,16$	vérifié	(0,00)

PLATINE INTERNE GAUCHE

$M_{c,Rd} = 69,85$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ -0,38 < 69,85$	vérifié	(0,01)
$N_{pl,Rd} = 1113,90$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1000,51$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -134,95 < 1000,51$	vérifié	(0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -134,95 < 1113,90$	vérifié	(0,12)
$V_{pl,Rd} = 202,16$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,18 < 202,16$	vérifié	(0,00)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$M_{c,Rdnet} = 53,76$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,00 < 53,76$	vérifié	(0,01)
$N_{pl,Rd} = 1410,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1327,10$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -171,13 < 1327,10$	vérifié	(0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -171,13 < 1410,00$	vérifié	(0,12)
$V_{pl,Rd} = 814,06$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,23 < 814,06$	vérifié	(0,00)

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = 23,37$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		
$F_{z,Ed} = 0,13$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		
$F_{Ed} = 23,37$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		
$F_{Rdx} = 102,86$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 113,75$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon		[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$23,37 < 102,86$	vérifié	(0,23)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0,13 < 113,75$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$23,37 < 301,59$	vérifié	(0,08)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = -37,08$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = -37,08$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{y,Ed} = 0,63$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed} = 37,09$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{x,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{y,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$-37,08 < 161,58$	vérifié (0,23)
$F_{z,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$0,63 < 161,58$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$37,09 < 301,59$	vérifié (0,12)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

ETAT LIMITE: ULTIME

$F_{x,Ed} = -37,64$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{y,Ed} = 0,63$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed} = 37,64$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{x,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{y,Rd} = 161,58$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$		$-37,64 < 161,58$	vérifié (0,23)
$F_{z,Ed} \leq F_{y,Rd}$		$0,63 < 161,58$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$37,64 < 301,59$	vérifié (0,12)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		13,90	16,02	0,23	496,32	0,00	vérifié

ÉCLISSE D'AILE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		16,40	35,60	0,12	735,15	0,00	vérifié

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		37,40	36,60	-0,33	1034,47	0,00	vérifié

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		37,40	36,60	-0,33	1034,47	0,00	vérifié

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 49,63$	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 38,85$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0,70 < 0,80$	
$W = 1479,26$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 1479,26$	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 406,80$	[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}$		$ 0,71 < 406,80$	vérifié (0,00)

$A = 124,37$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 106,77$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 3420,18$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 3305,60$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -794,31$ [kN]		$A = h_{pi} * t_{pi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -794,31 < 3305,60$	vérifié (0,24)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -794,31 < 3420,18$	vérifié (0,23)
$A_v = 27,90$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 23,94$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 442,97$ [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}$	$ 0,23 < 442,97$	vérifié (0,00)

ÉCLISSE D'AME

$M_{c,Rdnet} = 18,58$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,00 < 18,58$	vérifié (0,00)
$N_{pl,Rd} = 775,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 627,26$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -93,35 < 627,26$	vérifié (0,15)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -93,35 < 775,50$	vérifié (0,12)
$V_{pl,Rd} = 447,74$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 0,12 < 447,74$	vérifié (0,00)

PLATINE EXTERNE DROITE

$M_{c,Rdnet} = 53,76$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,00 < 53,76$	vérifié (0,01)
$N_{pl,Rd} = 1410,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1327,10$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -168,32 < 1327,10$	vérifié (0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -168,32 < 1410,00$	vérifié (0,12)
$V_{pl,Rd} = 814,06$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,18 < 814,06$	vérifié (0,00)

PLATINE INTERNE DROITE

$M_{c,Rd} = 69,85$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ -0,38 < 69,85$	vérifié (0,01)
$N_{pl,Rd} = 1113,90$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1000,51$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -133,21 < 1000,51$	vérifié (0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -133,21 < 1113,90$	vérifié (0,12)
$V_{pl,Rd} = 202,16$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,15 < 202,16$	vérifié (0,00)

PLATINE INTERNE GAUCHE

$M_{c,Rd} = 69,85$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$	$ -0,38 < 69,85$	vérifié (0,01)
$N_{pl,Rd} = 1113,90$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1000,51$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -134,95 < 1000,51$	vérifié (0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -134,95 < 1113,90$	vérifié (0,12)
$V_{pl,Rd} = 202,16$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -0,15 < 202,16$	vérifié (0,00)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$M_{c,Rdnet} = 53,76$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ -0,00 < 53,76$	vérifié (0,01)

$N_{pl,Rd} = 1410,00$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$N_{u,Rd} = 1327,10$	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	[1993-1-1:2005 (6.2.3)]
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -171,13 < 1327,10$	vérifié (0,13)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -171,13 < 1410,00$	vérifié (0,12)
$V_{pl,Rd} = 814,06$	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$		$ -0,18 < 814,06$	vérifié (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,24

Annexe 13



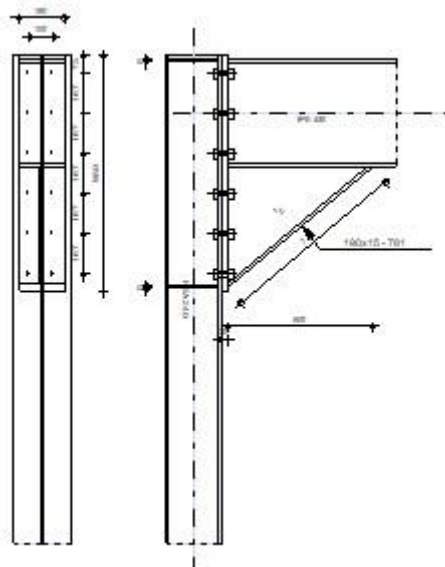
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,83



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 35
Barres de la structure: 28, 247

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 240
Barre N°: 28
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 230$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 240$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 76,84$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 7763,18$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 247

$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	141,12	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	73	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	167;167;167;167;167	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	980	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	500	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	39,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	Steel		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	206	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	116	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	Steel		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	206	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	116	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	Steel		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

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: 7: 1,35G+1,5Q 2*1.35+3*1.50

$M_{b1,Ed} =$	338,22	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	233,89	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	335,07	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	233,18	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	3,15	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-1,65	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-553,11	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	125,84	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1998,05	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,12	<	1,00	vérifié (0,12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1701,79	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	467,99	[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

$W_{pl} =$	4240,68	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	1166,19	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	1166,19	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	933	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	1250,02	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	39,8	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	233	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	50,84	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	189,85	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]

$\beta =$	0,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} =$	$[\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	721,35	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wb} =$	379	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,06		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,76		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} =$	$[\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	550,17	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort				
$F_{c,wb,Rd3} =$	$b_b t_b f_{yb} / (0,8 \gamma_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3} =$	979,69	[kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wb,Rd,low} =$	$\text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	550,17	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$M_{b1,Ed} =$	338,22	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	335,07	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-1,65	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	799	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} =$	$(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	4,77	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	25,18	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	25,18	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	942	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	2,38	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	0,90	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	0,90	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} =$	$0,9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	366,77	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	1,0		0,01 < 1,00	vérifié (0,01)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	276	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	25,18	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1,00		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	75,31	[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)]
$A_s =$	18,60	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} =$	$\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1005,60	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	164	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,96		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,83		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,33		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]
$F_{c,wc,Rd2} =$	$\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	907,33	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,low} =$	$\text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			

$F_{c,wc,Rd} = 907,33$ [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	29	-	70	-	167	185	236	185	236	260	216	216	216
2	29	-	70	-	167	185	205	185	205	334	167	167	167
3	29	-	70	-	167	185	205	185	205	334	167	167	167
4	29	-	70	-	167	185	205	185	205	334	167	167	167
5	29	-	70	-	167	185	205	185	205	334	167	167	167
6	29	-	70	-	167	185	236	185	236	260	216	216	216

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

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	34	-	45	-	167	214	220	214	220	274	207	207	207
2	34	-	45	-	167	214	192	192	192	334	167	167	167
3	34	-	45	-	167	214	192	192	192	334	167	167	167
4	34	-	45	-	167	214	192	192	192	334	167	167	167
5	34	-	45	-	167	214	192	192	192	334	167	167	167
6	34	-	45	-	167	214	192	192	192	274	180	180	180

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

$l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

$l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 141,12$ [kN] Résistance du boulon à la traction

[Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 233,43$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement

[Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$

[6.2.6.4], [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$

[6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$

[6.2.6.5], [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

[6.2.6.8.(1)]

RÉSISTANCE DE LA RANGÉE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	227,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 227,20$	227,20	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 323,14$	323,14	Âme du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 552,01$	552,01	Âme de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 466,87$	466,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 39345,42$	39345,42	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 907,33$	907,33	Âme du poteau - compression

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} = 1250,02$	1250,02	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 550,17$	550,17	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	200,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 218,15$	218,15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 323,14$	323,14	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 496,82$	496,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 466,87$	466,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{i,Rd} = 39345,42 - 227,20$	39118,22	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 907,33 - 227,20$	680,13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1250,02 - 227,20$	1022,82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 550,17 - 227,20$	322,97	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 428,18 - 227,20$	200,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 481,68 - 227,20$	254,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 564,48 - 227,20$	337,28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 967,95 - 227,20$	740,75	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} \cdot h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 184,22 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	124,09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 218,15$	218,15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 323,14$	323,14	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 496,82$	496,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 466,87$	466,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{i,Rd} = 39345,42 - 411,42$	38934,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 907,33 - 411,42$	495,91	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1250,02 - 411,42$	838,60	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 550,17 - 411,42$	138,76	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 413,40 - 184,22$	229,19	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 455,56 - 184,22$	271,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 634,88 - 411,42$	223,46	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 535,51 - 411,42$	124,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 564,48 - 184,22$	380,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 863,39 - 184,22$	679,17	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 846,72 - 411,42$	435,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1399,65 - 411,42$	988,23	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	14,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 218,15$	218,15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 323,14$	323,14	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 496,82$	496,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 466,87$	466,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{i,Rd} = 39345,42 - 535,51$	38809,90	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 907,33 - 535,51$	371,81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1250,02 - 535,51$	714,50	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 550,17 - 535,51$	14,66	Ame de la poutre - compression

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 413,40 - 124,09$	289,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 455,56 - 124,09$	331,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 620,10 - 308,31$	311,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 523,58 - 308,31$	215,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 841,58 - 535,51$	306,07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 561,84 - 535,51$	26,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 564,48 - 124,09$	440,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 863,39 - 124,09$	739,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 846,72 - 308,31$	538,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1295,09 - 308,31$	986,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1128,96 - 535,51$	593,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1831,34 - 535,51$	1295,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 218,15$	218,15	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 323,14$	323,14	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 282,24$	282,24	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 496,82$	496,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 466,87$	466,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 39345,42 - 550,17$	38795,24	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 907,33 - 550,17$	357,15	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1250,02 - 550,17$	699,84	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 550,17 - 550,17$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 413,40 - 14,66$	398,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 455,56 - 14,66$	440,90	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 620,10 - 138,76$	481,35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 523,58 - 138,76$	384,83	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 826,81 - 322,97$	503,83	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 555,72 - 322,97$	232,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1048,28 - 550,17$	498,11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 576,22 - 550,17$	26,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 564,48 - 14,66$	549,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 863,39 - 14,66$	848,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 846,72 - 138,76$	707,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1295,09 - 138,76$	1156,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1128,96 - 322,97$	805,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1726,78 - 322,97$	1403,81	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1411,20 - 550,17$	861,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2263,04 - 550,17$	1712,87	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	883	227,20	227,20	323,14	282,24	552,01	282,24	466,87
2	716	184,22	218,15	323,14	282,24	496,82	282,24	466,87
3	549	124,09	218,15	323,14	282,24	496,82	282,24	466,87
4	382	14,66	218,15	323,14	282,24	496,82	282,24	466,87
5	215	-	218,15	323,14	282,24	496,82	282,24	466,87
6	48	-	227,20	323,14	282,24	496,82	282,24	466,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 406,10 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,83 < 1,00$ vérié (0,83)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$ [Tableau 3.4]
 $\beta_{Lf} = 0,87$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]
 $F_{v,Rd} = 104,50$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]
 $F_{t,Rd,max} = 141,12$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,int} = 206,40$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]
 $F_{b,Rd,ext} = 206,40$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	282,24	0,00	227,20	189,22	189,22	108,92
2	282,24	0,00	184,22	153,43	153,43	127,85
3	282,24	0,00	124,09	103,35	103,35	154,34
4	282,24	0,00	14,66	12,21	12,21	202,55
5	282,24	0,00	0,00	0,00	0,00	209,00
6	282,24	0,00	0,00	0,00	0,00	209,00

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
 $F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
 $F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
 $F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
 $F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
 $F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 1011,66$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,23 < 1,00$ vérié (0,23)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 278,25$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]
 $A_{wy} = 106,39$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]
 $A_{wz} = 171,85$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]
 $I_{wy} = 282302,09$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]
 $\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 41,15$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]
 $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -38,14$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]
 $\tau_{\parallel} = 13,61$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]
 $\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]
 $\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $82,30 < 404,71$ vérié (0,20)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $79,84 < 404,71$ vérié (0,20)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $41,15 < 309,60$ vérié (0,13)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur 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)]
 $L_b = 67$ [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	55,61	3585,86
1	883	5	11	128	2	18,41	1625,03
2	716	4	10	103	2	13,93	996,86

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
3	549	4	10	103	2	10,68	585,94
4	382	4	10	103	2	7,43	283,57
5	215	4	10	103	2	4,18	89,73
6	48	5	11	111	2	0,99	4,74

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 645 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 25,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,01 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 645 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 159 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_j (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 714327,41 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,82 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 391667,64 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 80982,96 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5061,44 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,83

Annexe 14



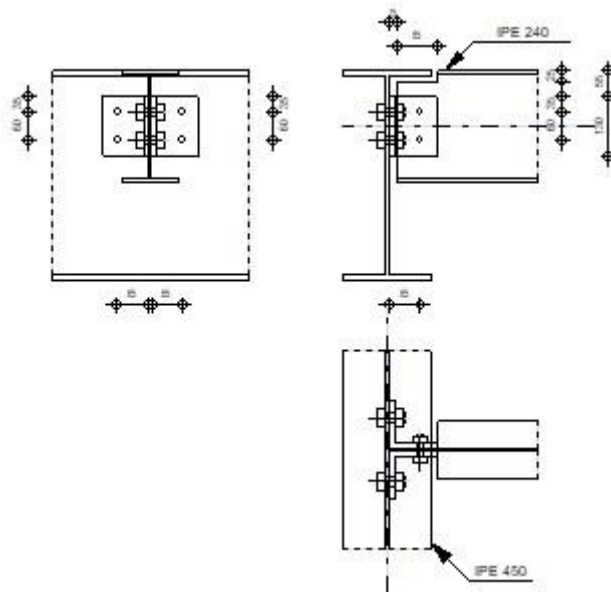
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,90



GENERAL

Assemblage N°: 15
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 245
 Barres de la structure: 245, 258

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 450
 Barre N°: 245
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 450$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 190$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: S 275
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 240
 Barre N°: 258
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 240$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 120$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 39,12$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 3891,63$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 85$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 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: S 275
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 430,00$ [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 = 4.8 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangés 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 = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangés 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: 7: 1,35G+1,5Q 2*1.35+3*1.50

$N_{b,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	44,71	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	48,8	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un	$F_{v,Rd} =$	$0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$=$	6		boulon		
$F_{t,Rd} =$	55,3	[kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} =$	$0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$
$=$	0				

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		
$\alpha_{bx} =$	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		
$F_{b,Rd1x} =$	135,36	[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		
$\alpha_{bz} =$	0,75	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$		
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,75	$> 0,00$	vérifié		
$F_{b,Rd1z} =$	109,13	[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		
$\alpha_{bx} =$	0,58	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$		
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,58	$> 0,00$	vérifié		
$F_{b,Rd2x} =$	90,30	[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 $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$		
$k_{1z} > 0.0$	2,50	$> 0,00$	vérifié		
$\alpha_{bz} =$	0,58	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$		
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,58	$> 0,00$	vérifié		
$F_{b,Rd2z} =$	90,30	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} =$	$k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE 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		
$M_0 =$	1,5	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 =$	$0.5 * V_{b,Ed} * e$
$=$	2				
$F_{Vz} =$	11,18	[kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} =$	$0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	25,37	[kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} =$	$ M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	25,37	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} =$	$F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	11,18	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} =$	$F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	27,73	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} =$	$\sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$F_{Rdx} = 90,30$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
 $F_{Rdz} = 90,30$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 25,37 < 48,86$	vérifié	(0,28)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 11,18 < 48,86$	vérifié	(0,12)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$27,73 < 48,86$	vérifié	(0,57)

Traction des boulons

$e = 70$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 1,5$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
 $F_{t,Ed} = 25,97$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$25,97 < 55,30$	vérifié	(0,47)
--------------------------	-----------------	---------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 27,73$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = 6[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
 $F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,90 < 1,00$ **vérifié** (0,90)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
 = 1] boulon

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**

$F_{b,Rd1x} = 78,99$ [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**

$F_{b,Rd1z} = 73,46$ [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**

$F_{b,Rd2x} = 178,37$ [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 $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **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**

$F_{b,Rd2z} = 178,37$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e =$	70 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 =$	$3,1$ 2	[kN* m] Moment fléchissant réel		$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	$22,$ 35	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	$51,$ 94	[kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	$51,$ 94	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	$22,$ 35	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	$56,$ 54	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	$78,$ 99	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	$73,$ 46	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 51,94 < 78,99$	vérifié	(0,66)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 22,35 < 73,46$	vérifié	(0,30)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$		$56,54 < 77,21$	vérifié	(0,73)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	$2,60$	[cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	$6,80$	[cm ²] Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	$152,6$ 8	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 22,35 < 152,68$	vérifié	(0,15)

POUTRE

$A_{nt} =$	$2,54$	[cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} =$	$6,08$	[cm ²] Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} =$	$140,1$ 9	[kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 44,71 < 140,19$	vérifié	(0,32)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	$6,50$	[cm ²] Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} =$	$4,70$	[cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$		$0,65 < 0,80$		
$W_{net} =$	$27,22$	[cm ³] Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} =$	$7,48$	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ 1,56 < 7,48$	vérifié	(0,21)

$A_v = 13,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a \cdot t_{fa}$
$A_{v,net} = 9,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$
$V_{pl,Rd} = 206,40$ [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}$	$ 22,35 < 206,40$	vérifié (0,11)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,67$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 4,43$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,60 < 0,80$	
$W_{net} = 44,91$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 12,35$ [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}$	$ 3,12 < 12,35$	vérifié (0,25)
$A_v = 13,33$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 11,10$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o$
$V_{pl,Rd} = 211,64$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 44,71 < 211,64$	vérifié (0,21)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Annexe 15

Données du projet

Nom de projet	
Numéro du projet	
Auteur	
Description	
Date	01/07/2023
Norme	EN

Matériau

Acier	S 275
Béton	C25/30

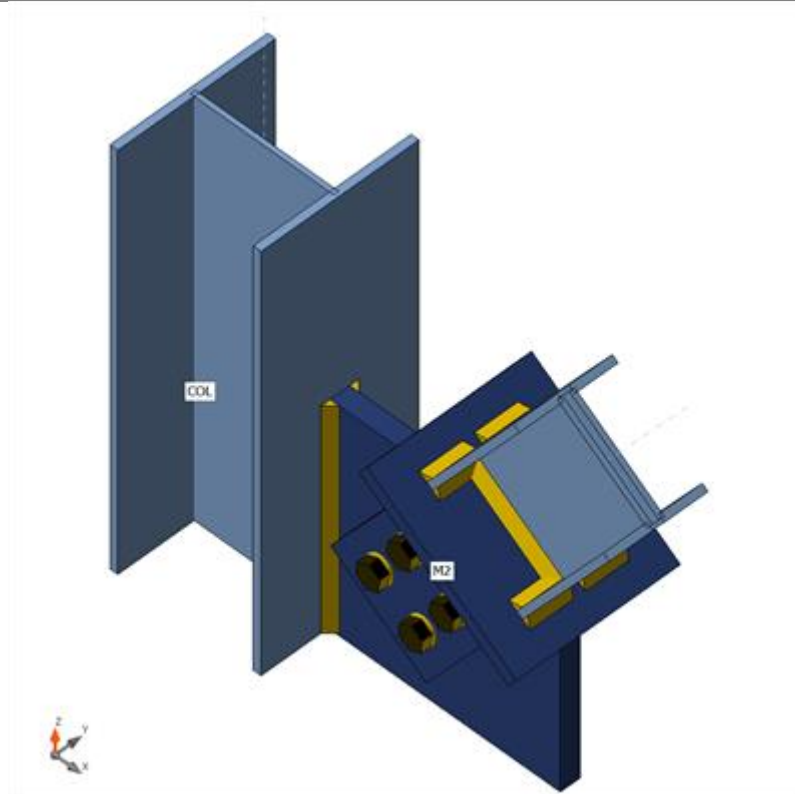
Élément du projet CON1

Conception

Nom CON1
Description
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

No m	Section transversale	β - Direction [°]	γ - Angle [°]	α - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans	X [mm]
COL	5 - HEA240	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Noeud	0
M2	4 - 2Uo(UNP180)	0,0	-54,0	0,0	50	0	-110	Position	298



Sections transversales

Nom	Matériau
5 - HEA240	S 275
4 - 2Uo(UNP180)	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800,0	452

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	505,1	0,3	24,3	0,0	48,0	0,8

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	4 < 5,0%	OK
Boulons	79,3 < 100%	OK
Soudures	98,3 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{cEd} [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	12,0	LE1	327,3	24,9	0,0	Not OK!
COL-tfl 1	12,0	LE1	296,2	10,1	0,0	Not OK!
COL-w 1	7,5	LE1	325,4	24,0	0,0	Not OK!
M2-bfl 1	11,0	LE1	109,8	0,0	0,0	OK
M2-tfl 1	11,0	LE1	275,1	0,0	0,0	OK
M2-w 1	8,0	LE1	271,2	0,0	0,0	OK
M2-bfl 2	11,0	LE1	275,2	0,1	0,0	OK
M2-tfl 2	11,0	LE1	102,8	0,0	0,0	OK
M2-w 2	8,0	LE1	268,4	0,0	0,0	OK
CPL1a	30,0	LE1	260,5	0,0	4,6	OK
CPL1b	20,0	LE1	114,6	0,0	0,0	OK
CPL1c	30,0	LE1	236,8	0,0	4,6	OK
CPL1d	30,0	LE1	234,9	0,0	4,4	OK

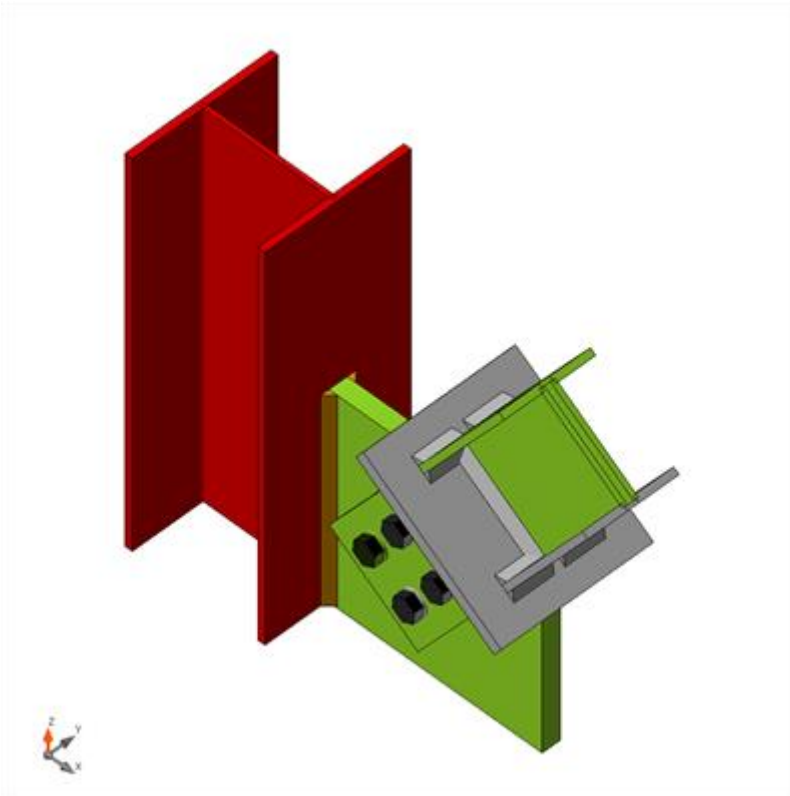
Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

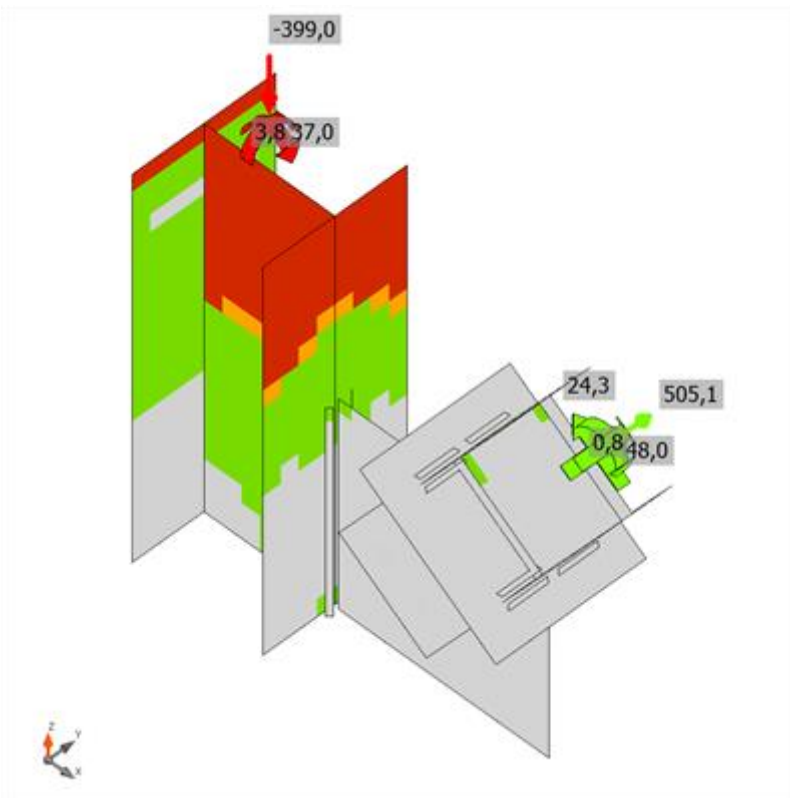
Explication des symboles

- ϵ_{pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{cEd} Contact stress

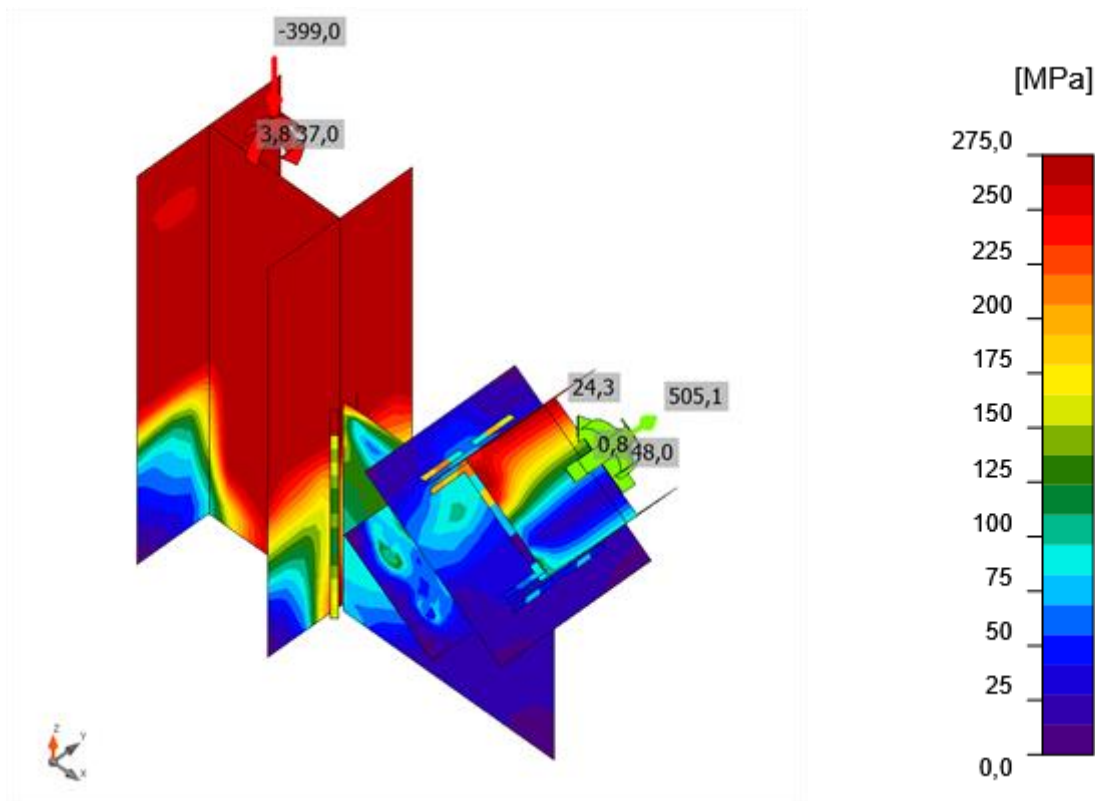
f_v Limite d'élasticité
 ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t_t} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Résultat
	B1	LE1	8,5	92,0	4,2	619,2	67,9	70,9	OK
	B2	LE1	1,2	71,1	0,6	480,3	52,4	52,9	OK
	B3	LE1	2,5	89,8	1,2	225,9	79,3	67,2	OK
	B4	LE1	17,8	56,2	8,8	480,3	41,5	47,7	OK
	B5	LE1	2,3	14,4	1,1	480,3	10,7	11,5	OK
	B6	LE1	0,0	52,6	0,0	476,6	38,8	38,8	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 8.8 - 1	203,3	739,2	135,6

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de tension
- $B_{p,Rd}$ 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
- $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_{t_t} Utilisation en tension
- U_{t_s} Utilisation en cisaillement

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorge [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,Ed}$ [MP a]	ϵ_{PI} [%]]	σ_{\perp} [MP a]	T_{\parallel} [MP a]	T_{\perp} [MP a]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résult at
COL- bfl 1	CPL1 a	▲10,0 ▲	346	LE1	397, 7	0, 7	188, 9	-78,8	- 186, 1	98, 3	42, 7	OK
		▲10,0 ▲	346	LE1	397, 7	0, 7	183, 0	83,7	185, 9	98, 3	40, 6	OK
CPL1b	CPL1 c	▲10,0 ▲	180	LE1	397, 3	0, 4	198, 0	-61,1	189, 2	98, 2	49, 1	OK
		▲10,0 ▲	180	LE1	397, 2	0, 4	187, 2	47,1	- 196, 7	98, 1	49, 3	OK
CPL1b	CPL1 d	▲10,0 ▲	180	LE1	397, 2	0, 4	188, 5	-47,3	196, 2	98, 1	49, 7	OK
		▲10,0 ▲	180	LE1	397, 1	0, 3	198, 2	59,0	- 189, 7	98, 1	49, 0	OK
CPL1b	M2- bfl 1	▲10,0 ▲	66	LE1	83,1	0, 0	-35,4	12,1	-41,7	20, 5	17, 4	OK
		▲10,0 ▲	66	LE1	81,0	0, 0	-38,2	4,1	41,0	20, 0	14, 1	OK
CPL1b	M2-tfl 1	▲10,0 ▲	66	LE1	201, 0	0, 0	97,3	-17,3	100, 0	49, 7	37, 1	OK
		▲10,0 ▲	66	LE1	208, 4	0, 0	93,7	18,1	- 105, 9	51, 5	47, 2	OK
CPL1b	M2-w 1	▲10,0 ▲	169	LE1	204, 6	0, 0	90,7	37,3	99,1	50, 6	23, 3	OK
		▲10,0 ▲	169	LE1	149, 3	0, 0	64,1	4,8	-77,7	36, 9	21, 5	OK
CPL1b	M2- bfl 2	▲10,0 ▲	66	LE1	210, 5	0, 0	93,7	-16,3	107, 6	52, 0	48, 9	OK
		▲10,0 ▲	66	LE1	209, 2	0, 0	99,6	25,8	- 103, 0	51, 7	39, 4	OK
CPL1b	M2-tfl 2	▲10,0 ▲	66	LE1	72,6	0, 0	-34,0	-8,5	-36,0	17, 9	12, 1	OK
		▲10,0 ▲	66	LE1	79,9	0, 0	-34,2	-12,5	39,7	19, 7	15, 2	OK
CPL1b	M2-w 2	▲10,0 ▲	169	LE1	206, 5	0, 0	89,3	-39,7	99,9	51, 0	23, 4	OK
		▲10,0 ▲	169	LE1	151, 9	0, 0	63,2	-7,6	-79,4	37, 5	21, 5	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ϵ_{PI} Déformation

$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
T_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
T_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilisation
U_{tc}	Utilisation de capacité de la soudure

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Braced system	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Annexe 16

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 01/07/2023
Norme EN

Matériau

Acier S 275

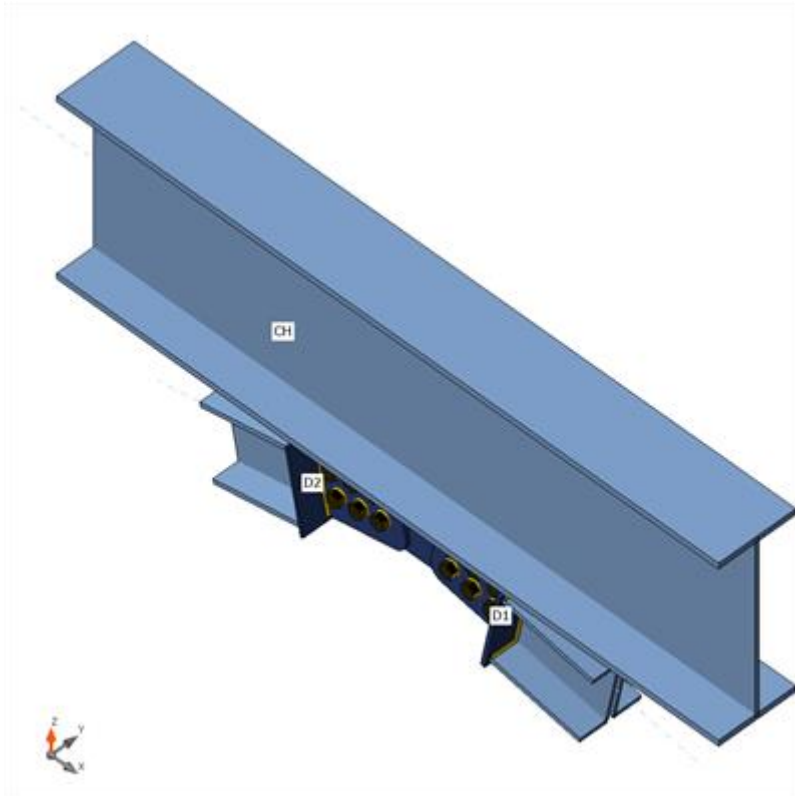
Élément du projet CON1

Conception

Nom CON1
Description
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β - Direction [°]	γ - Angle [°]	α - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
CH	4 - IPE450	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Noeud
D1	6 - 2Uo(UNP180)	0,0	11,0	0,0	0	0	-300	Noeud
D2	5 - 2Uo(UNP180)	180,0	11,0	0,0	0	0	-300	Noeud



Sections transversales

Nom	Matériau
4 - IPE450	S 275
6 - 2Uo(UNP180)	S 275
5 - 2Uo(UNP180)	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M22 8.8	M22 8.8	22	800,0	380

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D1	500,1	0,3	52,2	0,0	0,0	0,0
	D2	506,0	0,3	52,2	0,0	0,0	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK

Platines	0,1 < 5,0%	OK
Boulons	79,3 < 100%	OK
Soudures	98,1 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

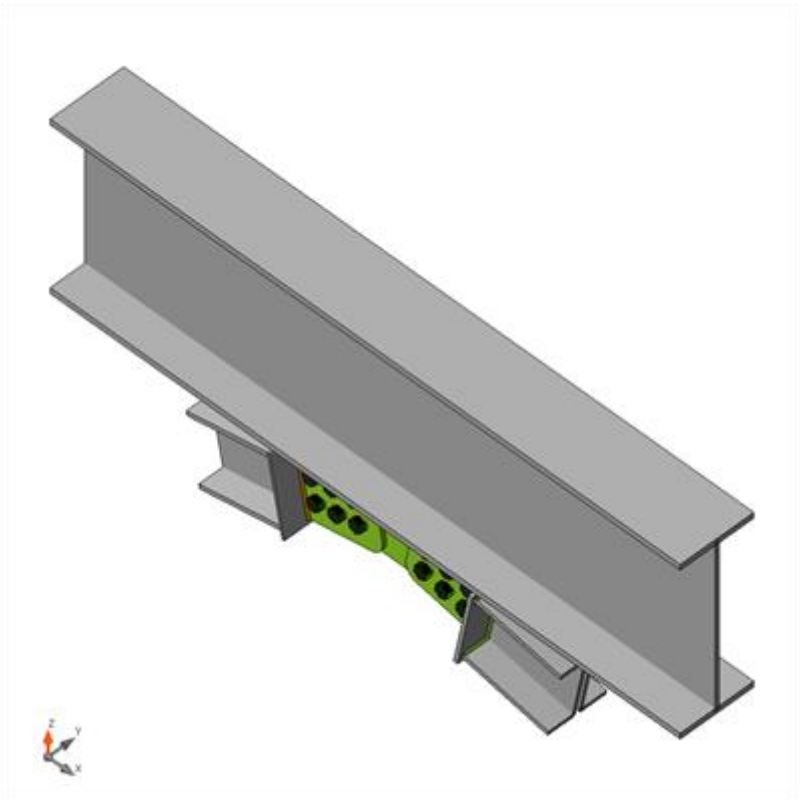
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
CH-bfl 1	14,6	LE1	60,5	0,0	0,0	OK
CH-tfl 1	14,6	LE1	40,9	0,0	0,0	OK
CH-w 1	9,4	LE1	56,1	0,0	0,0	OK
D1-bfl 1	11,0	LE1	124,8	0,0	0,0	OK
D1-tfl 1	11,0	LE1	130,2	0,0	0,0	OK
D1-w 1	8,0	LE1	211,2	0,0	0,0	OK
D1-bfl 2	11,0	LE1	128,6	0,0	0,0	OK
D1-tfl 2	11,0	LE1	124,2	0,0	0,0	OK
D1-w 2	8,0	LE1	211,1	0,0	0,0	OK
D2-bfl 1	11,0	LE1	135,8	0,0	0,0	OK
D2-tfl 1	11,0	LE1	132,3	0,0	0,0	OK
D2-w 1	8,0	LE1	234,0	0,0	0,0	OK
D2-bfl 2	11,0	LE1	130,8	0,0	0,0	OK
D2-tfl 2	11,0	LE1	134,4	0,0	0,0	OK
D2-w 2	8,0	LE1	234,8	0,0	0,0	OK
SP1	20,0	LE1	275,2	0,1	13,5	OK
CPL1a	10,0	LE1	143,6	0,0	0,0	OK
CPL1b	10,0	LE1	275,3	0,1	13,3	OK
CPL1c	10,0	LE1	275,3	0,1	13,4	OK
CPL2a	6,0	LE1	125,3	0,0	0,0	OK
CPL2b	10,0	LE1	275,3	0,1	13,5	OK
CPL2c	10,0	LE1	275,3	0,1	13,5	OK

Données de conception

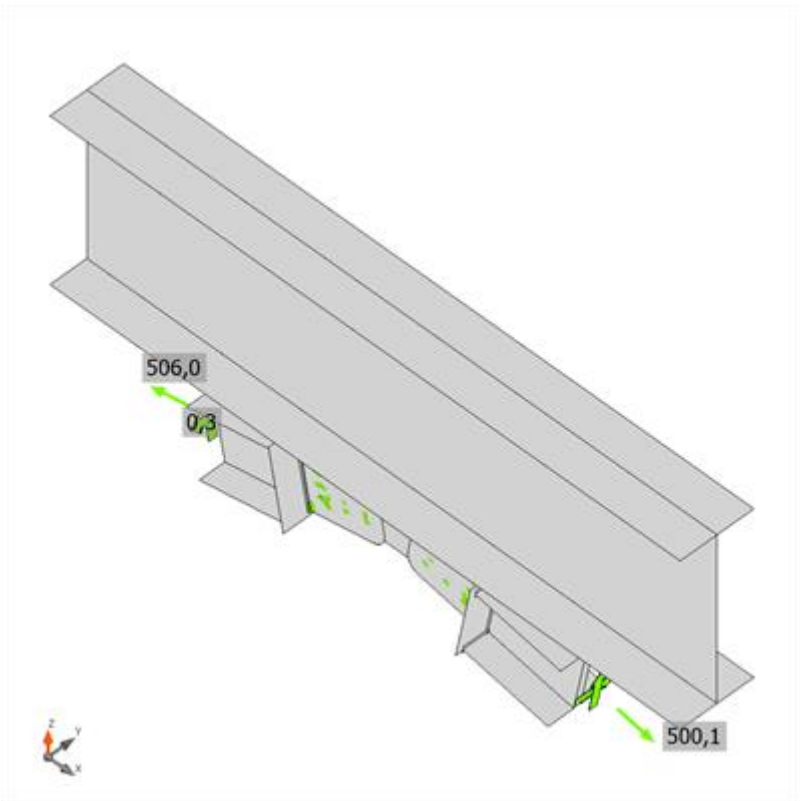
Matériau	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

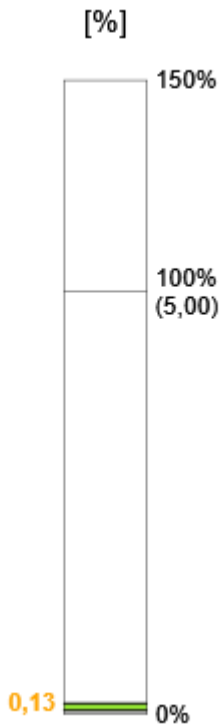
ε_{Pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
$\sigma_{C_{Ed}}$	Contact stress
f_y	Limite d'élasticité
ε_{lim}	Déformation plastique limite

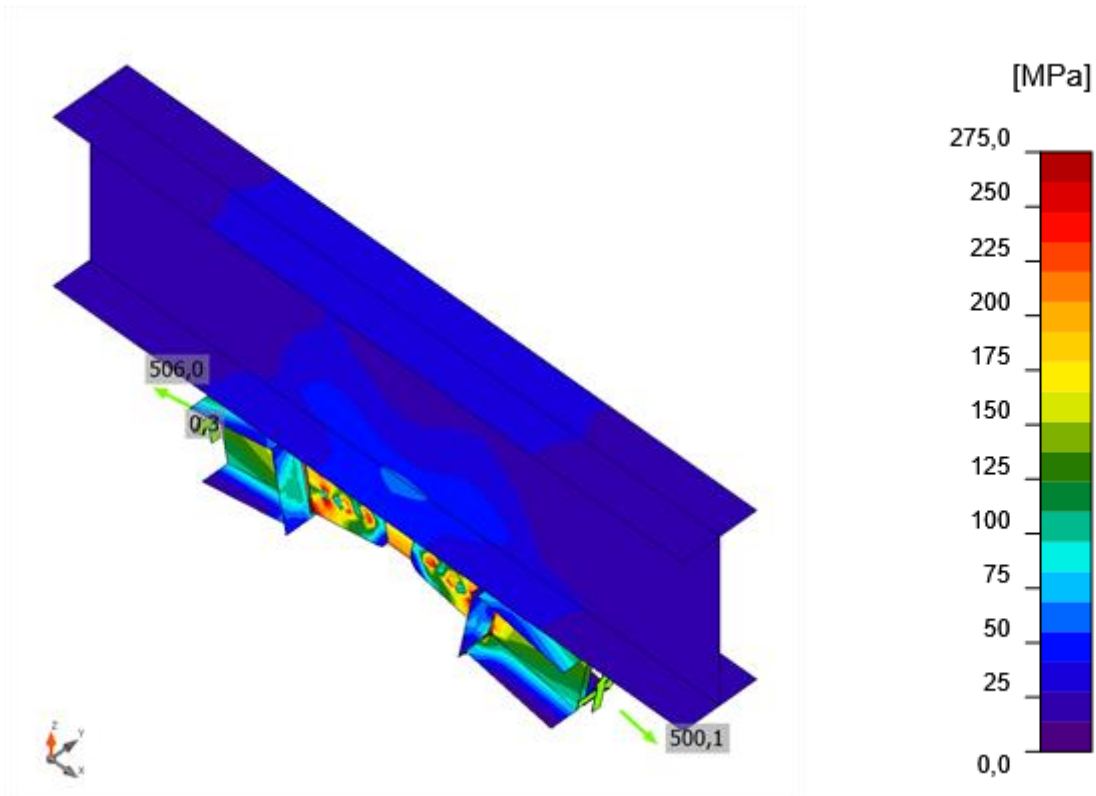


Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1





Contrainte équivalente, LE1

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B1	LE1	13,6	35,9	7,8	140,0	51,3	36,4	OK
	B2	LE1	1,6	35,4	0,9	70,0	50,6	31,1	OK
	B3	LE1	2,9	38,9	1,6	131,9	58,9	34,6	OK
	B4	LE1	15,0	48,8	8,6	140,0	69,7	48,1	OK
	B5	LE1	3,2	47,6	1,8	70,0	68,0	42,2	OK
	B6	LE1	6,1	50,4	3,5	127,6	78,9	45,8	OK
	B7	LE1	15,2	49,2	8,7	140,0	70,2	48,5	OK
	B8	LE1	3,2	48,0	1,9	70,0	68,6	42,6	OK
	B9	LE1	5,8	50,7	3,3	127,6	79,3	45,9	OK
	B10	LE1	13,7	36,5	7,9	140,0	52,1	37,0	OK
	B11	LE1	1,7	36,1	1,0	70,0	51,5	31,7	OK
	B12	LE1	2,8	39,4	1,6	131,9	59,7	35,0	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M22 8.8 - 1	174,5	223,7	116,4

Explication des symboles

$F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
 $F_{t,Ed}$ Effort de tension

- $B_{p,Rd}$ 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
 $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
 U_t Utilisation en tension
 U_s Utilisation en cisaillement

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorg e [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,Ed}$ [MP a]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MP a]	T_{\parallel} [MP a]	T_{\perp} [MP a]	U_t [%]	U_t c [%]	Résult at
CH-bfl 1	SP1	▲4,0 ▲	500	LE1	170, 3	0, 0	-85,9	-1,3	84,9	42, 1	20, 9	OK
		▲4,0 ▲	500	LE1	165, 2	0, 0	-81,9	1,9	-82,8	40, 8	20, 9	OK
CPL1a	CPL1 b	▲4,0 ▲	180	LE1	396, 9	0, 2	184, 9	102, 3	175, 1	98, 1	68, 8	OK
		▲4,0 ▲	180	LE1	396, 7	0, 1	171, 2	-92,5	- 184, 8	98, 0	62, 6	OK
CPL1a	CPL1 c	▲4,0 ▲	180	LE1	396, 7	0, 1	171, 0	92,7	184, 7	98, 0	62, 6	OK
		▲4,0 ▲	180	LE1	396, 9	0, 2	185, 1	- 101, 9	- 175, 2	98, 1	68, 9	OK
CPL1a	D1- bfl 1	▲4,0 ▲	66	LE1	311, 5	0, 0	144, 5	-33,4	155, 8	77, 0	40, 7	OK
		▲4,0 ▲	66	LE1	183, 4	0, 0	77,6	69,4	-66,3	45, 3	25, 4	OK
CPL1a	D1-tfl 1	▲4,0 ▲	66	LE1	207, 9	0, 0	75,3	-88,0	69,1	51, 4	27, 3	OK
		▲4,0 ▲	66	LE1	304, 1	0, 0	141, 2	49,7	- 147, 4	75, 2	39, 3	OK
CPL1a	D1-w 1	▲4,0 ▲	169	LE1	249, 7	0, 0	135, 2	9,5	120, 8	61, 7	55, 1	OK
		▲4,0 ▲	169	LE1	248, 2	0, 0	116, 6	-35,8	- 121, 3	61, 3	38, 8	OK
CPL1a	D1- bfl 2	▲4,0 ▲	66	LE1	301, 5	0, 0	140, 5	-49,0	146, 1	74, 5	39, 4	OK
		▲4,0 ▲	66	LE1	207, 7	0, 0	74,5	88,2	-68,9	51, 3	27, 4	OK
CPL1a	D1-tfl 2	▲4,0 ▲	66	LE1	183, 2	0, 0	76,9	-69,5	66,2	45, 3	25, 4	OK
		▲4,0 ▲	66	LE1	309, 4	0, 0	144, 0	32,7	- 154, 7	76, 4	40, 7	OK
CPL1a	D1-w 2	▲4,0 ▲	169	LE1	247, 7	0, 0	134, 3	-9,4	119, 8	61, 2	54, 4	OK
		▲4,0 ▲	169	LE1	244, 9	0, 0	114, 6	36,2	- 119, 6	60, 5	38, 0	OK
CPL2a	CPL2 b	▲4,0 ▲	180	LE1	397, 0	0, 3	187, 6	-94,9	178, 3	98, 1	65, 9	OK

		▲4,0 ▼	180	LE1	396,7	0,1	170,5	88,8	-186,8	98,0	66,5	OK
CPL2a	CPL2c	▲4,0 ▼	180	LE1	396,7	0,1	170,7	-89,6	186,4	98,0	66,5	OK
		▲4,0 ▼	180	LE1	397,0	0,3	187,1	95,8	-178,0	98,1	65,7	OK
CPL2a	D2-bfl 1	▲4,0 ▼	66	LE1	322,3	0,0	151,0	-38,3	159,9	79,6	39,0	OK
		▲4,0 ▼	66	LE1	178,2	0,0	79,8	59,2	-70,4	44,0	22,2	OK
CPL2a	D2-tfl 1	▲4,0 ▼	66	LE1	208,5	0,0	80,3	-80,5	76,6	51,5	24,3	OK
		▲4,0 ▼	66	LE1	317,2	0,0	148,0	57,4	-151,4	78,4	37,4	OK
CPL2a	D2-w 1	▲4,0 ▼	169	LE1	313,6	0,0	162,4	-21,1	153,4	77,5	60,5	OK
		▲4,0 ▼	169	LE1	244,6	0,0	105,3	-39,1	-121,3	60,4	39,2	OK
CPL2a	D2-bfl 2	▲4,0 ▼	66	LE1	317,7	0,0	149,0	-57,7	151,4	78,5	37,6	OK
		▲4,0 ▼	66	LE1	209,9	0,0	80,2	80,8	-77,5	51,9	24,4	OK
CPL2a	D2-tfl 2	▲4,0 ▼	66	LE1	179,5	0,0	79,7	-59,6	71,3	44,4	22,3	OK
		▲4,0 ▼	66	LE1	323,1	0,0	152,1	38,5	-160,0	79,8	39,2	OK
CPL2a	D2-w 2	▲4,0 ▼	169	LE1	309,0	0,0	161,2	22,7	150,5	76,4	59,9	OK
		▲4,0 ▼	169	LE1	241,7	0,0	103,3	39,9	-119,7	59,7	38,0	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Explication des symboles

ϵ_{pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
$T_{ }$	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
T_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation
Utc	Utilisation de capacité de la soudure

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Braced system	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5